

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA METROPOLITANA

UNIDAD AZCAPOTZALCO

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA

POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

INFLUENCIA DE LA IRREGULARIDAD DE LA SUBESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE PUENTES CARRETEROS ANTE CARGAS SÍSMICAS

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

PRESENTA

DAYMARU JULIETH SALAS MEGCHÚN

DIRECTORA DE TESIS

**DRA. MARIA DE LA CONSOLACIÓN TRINIDAD
JUANA GÓMEZ SOBERÓN**

MÉXICO, D.F., 27 DE MAYO DE 2010

Índice

1. Introducción	1
1.1 Objetivos	2
1.2 Estructura de la Tesis	3
2. Antecedentes	4
3. Sistemas de estructuración de puentes	9
3.1 Conexión pila-superestructura	9
3.2 Conexión estribo-superestructura	10
3.3 Configuraciones de marcos	11
3.4 Secciones pila-columna	12
4. Efectos de la irregularidad en el comportamiento sísmico	15
4.1 Importancia de considerar la irregularidad	15
4.1.1 Irregularidad en edificios	15
4.1.1.1 Reglamentación	17
4.1.2 Irregularidad en puentes	19
4.1.2.1 Reglamentación	20
5. Métodos de evaluación preliminar	23
5.1 Método de Kim	23
5.2 Método de Pezeshk et al.	25
5.3 Método de Maldonado et al.	26
5.4 Método de Kawashima et al.	26
5.5 Método de SIPUMEX	28
6. Análisis Elástico lineal	31
6.1 Análisis elástico lineal	31
6.1.1 Análisis espectral de la respuesta	31
6.1.2 Análisis de la historia en el tiempo	32
6.2 Metodología	32
6.2.1 Modelo de análisis	32
6.2.2 Registros sísmicos	37
6.2.3 Análisis de datos	39
7. Resultados de los análisis elásticos lineales	40
7.1 Modelo 1, puente monolítico	40
7.1.1 Variaciones en altura de pila central	40

7.1.2 Variaciones en altura de pila adyacente	47
7.2 Modelo 2, puente continuo	53
7.2.1 Variaciones en altura de pila central	53
7.2.2 Variaciones en altura de pila adyacente	58
7.3 Modelo 3, puente simplemente apoyado	64
7.3.1 Variaciones en altura de pila central	64
7.3.2 Variaciones en altura de pila adyacente	69
7.4 Revisión de un modelo de puente sujeto a registros sísmicos agrupados por características similares	75
7.4.1 Revisión por tipo de suelo	75
7.4.2 Revisión por distancia epicentral (R)	75
7.4.3 Revisión por nivel de aceleración	76
7.5 Resumen	77
8. Análisis no lineal	84
8.1 Formulación del algoritmo no lineal	84
8.1.1 Determinación del desplazamiento máximo	85
8.1.2 Determinación del momento máximo externo	85
8.1.3 Estado de daño de la estructura	86
8.1.4 Función de daño	88
8.1.5 Determinación del momento de inercia degradado	88
8.1.6 Índice de daño de pila	89
8.2 Metodología	89
9. Resultados de los análisis no lineales	92
9.1 Modelo de puente simplemente apoyado	92
9.2 Resumen	100
10. Comentarios finales	101
10.1 Futuras líneas de investigación	103
10.2 Recomendaciones	103
Anexo 1. Espectros de respuesta	105
Anexo 2. Ajuste de datos por mínimos cuadrados	113
A2.1 Regresiones lineales y cuadráticas	113
A2.2 Regresiones lineales y cuadráticas para el modelo de puente monolítico	115
A2.2.1 Modelo monolítico con variaciones en altura de la pila central	115
A2.2.2 Modelo monolítico con variaciones en altura de la pila adyacente	116
A2.3 Regresiones lineales y cuadráticas para el modelo de puente continuo	118
A2.3.1 Modelo continuo con variaciones en altura de la pila central	118
A2.3.2 Modelo continuo con variaciones en altura de la pila adyacente	119
A2.4 Regresiones lineales y cuadráticas para el modelo de puente simplemente apoyado	121
A2.4.1 Modelo simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila central	121
A2.4.2 Modelo simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila adyacente	122
Anexo 3. Modelo 1, puente monolítico	124
A.1 Respuestas máximas variando la altura de la pila central	124
A.1.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal	124
A.1.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	127

A.1.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal	129
A.1.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular	129
A.1.5 Momentos máximos en la dirección transversal	134
A.1.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	136
A.2 Respuestas máximas variando la altura de la pila adyacente	137
A.2.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal	137
A.2.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	140
A.2.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal	142
A.2.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular	145
A.2.5 Momentos máximos en la dirección transversal	147
A.2.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	149
 Anexo 4. Modelo 2, puente continuo	 151
B.1 Respuestas máximas variando la altura de la pila central	151
B.1.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal	151
B.1.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	154
B.1.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal	156
B.1.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular	159
B.1.5 Momentos máximos en la dirección transversal	161
B.1.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	163
B.2 Respuestas máximas variando la altura de la pila adyacente	164
B.2.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal	164
B.2.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	167
B.2.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal	169
B.2.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular	172
B.2.5 Momentos máximos en la dirección transversal	174
B.2.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	176
 Anexo 5. Modelo 3, puente simplemente apoyado	 178
C.1 Respuestas máximas variando la altura de la pila central	178
C.1.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal	178
C.1.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	181
C.1.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal	183
C.1.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular	186
C.1.5 Momentos máximos en la dirección transversal	188
C.1.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	190
C.2 Respuestas máximas variando la altura de la pila adyacente	191
C.2.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal	191
C.2.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	194
C.2.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal	196
C.2.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular	199
C.2.5 Momentos máximos en la dirección transversal	201
C.2.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular	203
 Anexo 6. Modelo de puente simplemente apoyado	 205
D.1 Índice de daño en la pila central	205
 Referencias	 214

Lista de figuras

2.1 Geometría y colapso de la ruta 14/5, Sismo de Northridge en 1994	6
2.2 Colapso del Puente Río Bananito en el sismo de Costa Rica, 1991	7
2.3 Colapso del Puente Gavin Canyon en el sismo de Northridge, 1994	7
2.4 Articulaciones plásticas en columnas, Puente Bull Creek Canyon	8
3.1 Conexiones superestructura-columna	10
3.2 Tipos de estribo, para respuesta longitudinal	11
3.3 Colapso de la Vía Hanshin después del terremoto en Kobe, 1995	12
3.4 Secciones de columnas circulares	12
3.5 Ensanchamiento de la parte superior de la columna de sección circular, sección oblonga	13
3.6 Secciones rectangulares	13
3.7 Secciones rectangulares para columnas grandes	13
3.8 Pilas de muro rectangulares	14
3.9 Secciones huecas para columnas altas	14
4.1 Irregularidades del peso del edificio	16
4.2 Formas asimétricas en planta	16
4.3 Plantas con alas (A) muy largas	17
4.4 Reducciones indeseables en elevación	17
4.5 Irregularidad en altura de pilas	20
6.1 Geometría del puente en estudio	32
6.2 Características de las secciones transversales del tablero y pilas	33
6.3 Pilas empotradas y estribos modelados con resortes	33
6.4 Conexión de puente monolítico	34
6.5 Conexión de puente continuo	34
6.6 Conexión de puente simplemente apoyado	34
6.7 Modelos de puentes	35
6.8 Modelo regular	35
6.9 Pila central aumentada en un 25%	36
6.10 Pila central aumentada en un 50%	36
6.11 Pila central aumentada en un 75%	36
6.12 Pila central disminuida en un 25%	36
6.13 Pila central disminuida en un 50%	36
6.14 Pila central disminuida en un 75%	36
6.15 Pila adyacente aumentada en un 25%	36
6.16 Pila adyacente aumentada en un 50%	37
6.17 Pila adyacente aumentada en un 75%	37
6.18 Pila adyacente disminuida en un 25%	37
6.19 Pila adyacente disminuida en un 50%	37
6.20 Pila adyacente disminuida en un 75%	37

7 Ubicación de nodos	40
<i>Modelo de puente monolítico con variaciones en altura de la pila central</i>	
7.1 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente monolítico	41
7.2 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente monolítico	42
7.3 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	43
7.4 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente monolítico	44
7.5 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente monolítico	44
7.6 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles	45
7.7 Momentos máximos obtenidos para el puente monolítico	45
7.8 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente monolítico	46
7.9 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles	46
<i>Modelo de puente monolítico con variaciones en altura de la pila adyacente</i>	
7.10 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente monolítico	47
7.11 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente monolítico	48
7.12 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	49
7.13 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente monolítico	50
7.14 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente monolítico	50
7.15 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles	51
7.16 Momentos máximos obtenidos para el puente monolítico	51
7.17 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente monolítico	52
7.18 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles	52
<i>Modelo de puente continuo con variaciones en altura de la pila central</i>	
7.19 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente continuo	53
7.20 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente continuo	54
7.21 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	55
7.22 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente continuo	55
7.23 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente continuo	56
7.24 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles	56
7.25 Momentos máximos obtenidos para el puente continuo	57
7.26 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente continuo	57
7.27 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles	58
<i>Modelo de puente continuo con variaciones en altura de la pila adyacente</i>	
7.28 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente continuo	59
7.29 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente continuo	60
7.30 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	60
7.31 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente continuo	61
7.32 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente continuo	61
7.33 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles	62
7.34 Momentos máximos obtenidos para el puente continuo	62
7.35 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente continuo	63
7.36 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles	63
<i>Modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila central</i>	
7.37 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente simplemente apoyado	64
7.38 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente simplemente apoyado	65
7.39 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	65
7.40 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente simplemente apoyado	66
7.41 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente simplemente apoyado	67
7.42 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles	67
7.43 Momentos máximos obtenidos para el puente simplemente apoyado	68

7.44 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente simplemente apoyado	68
7.45 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles	69
<i>Modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila adyacente</i>	
7.46 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente simplemente apoyado	70
7.47 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente simplemente apoyado	70
7.48 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	71
7.49 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente simplemente apoyado	72
7.50 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente simplemente apoyado	72
7.51 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles	73
7.52 Momentos máximos obtenidos para el puente simplemente apoyado	73
7.53 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente simplemente apoyado	74
7.54 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles	74
7.55 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	75
7.56 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	76
7.57 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles	76
8.1 Esquema básico de análisis	85
8.2 Modelo simplificado de análisis no lineal	86
8.3 Evaluación del momento interno de la sección transversal	87
8.4 Espectro de diseño	89
8.5 Figura esquemática del armado longitudinal de la pila	90
8.6 Diagramas de interacción	90
9.1 Esquema del modelo de puente simplemente apoyado, con variaciones en altura de la pila central	92
9.2 Índices de daño para el registro sísmico número 1	93
9.3 Índices de daño para el registro sísmico número 31	93
9.4 Comparación desplazamiento-índice de daño máximos, modelo regular	95
9.5 Comparación desplazamiento-índice de daño máximos, modelo +25%	95
9.6 Comparación desplazamiento-índice de daño máximos, modelo +50%	96
9.7 Comparación desplazamiento-índice de daño máximos, modelo +75%	96
9.8 Comparación desplazamiento-índice de daño máximos, modelo -25%	97
9.9 Comparación desplazamiento-índice de daño máximos, modelo -50%	97
9.10 Comparación desplazamiento-índice de daño máximos, modelo -75%	98
9.11 Valor medio del índice de daño para cada modelo	98
9.12 Distribución de las diferencias de índice de daño por cuartiles	99
9.13 Regresión cuadrática para el modelo de puente simplemente apoyado	99
<i>Modelo monolítico con variaciones en altura de la pila central</i>	
A2.1 Regresiones lineales para el puente monolítico	115
A2.2 Regresiones cuadráticas para el puente monolítico	115
A2.3 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente monolítico	116
<i>Modelo monolítico con variaciones en altura de la pila adyacente</i>	
A2.4 Regresiones lineales para el puente monolítico	116
A2.5 Regresiones cuadráticas para el puente monolítico	117
A2.6 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente monolítico	117
<i>Modelo continuo con variaciones en altura de la pila central</i>	
A2.7 Regresiones lineales para el puente continuo	118
A2.8 Regresiones cuadráticas para el puente continuo	118
A2.9 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente continuo	119

<i>Modelo continuo con variaciones en altura de la pila adyacente</i>	
<i>A2.10 Regresiones lineales para el puente continuo</i>	119
<i>A2.11 Regresiones cuadráticas para el puente continuo</i>	120
<i>A2.12 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente continuo</i>	120
<i>Modelo simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila central</i>	
<i>A2.13 Regresiones lineales para el puente simplemente apoyado</i>	121
<i>A2.14 Regresiones cuadráticas para el puente simplemente apoyado</i>	121
<i>A2.15 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente simplemente apoyado</i>	122
<i>Modelo simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila adyacente</i>	
<i>A2.16 Regresiones lineales para el puente simplemente apoyado</i>	122
<i>A2.17 Regresiones cuadráticas para el puente simplemente apoyado</i>	123
<i>A2.18 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente simplemente apoyado</i>	123
<i>Modelo de puente monolítico con variaciones en altura de la pila central</i>	
<i>A.1 Desplazamientos máximos del nodo 1</i>	124
<i>A.2 Desplazamientos máximos del nodo 2</i>	125
<i>A.3 Desplazamientos máximos del nodo 3</i>	125
<i>A.4 Desplazamientos máximos del nodo 4</i>	126
<i>A.5 Desplazamientos máximos del nodo 5</i>	126
<i>A.6 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	127
<i>A.7 Diferencias en porcentaje del nodo 2</i>	127
<i>A.8 Diferencias en porcentaje del nodo 3</i>	128
<i>A.9 Diferencias en porcentaje del nodo 4</i>	128
<i>A.10 Diferencias en porcentaje del nodo 5</i>	129
<i>A.11 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1</i>	129
<i>A.12 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5</i>	130
<i>A.13 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6</i>	130
<i>A.14 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7</i>	131
<i>A.15 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8</i>	131
<i>A.16 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	132
<i>A.17 Diferencias en porcentaje del nodo 5</i>	132
<i>A.18 Diferencias en porcentaje del nodo 6</i>	133
<i>A.19 Diferencias en porcentaje del nodo 7</i>	133
<i>A.20 Diferencias en porcentaje del nodo 8</i>	134
<i>A.21 Momentos máximos del nodo 6</i>	134
<i>A.22 Momentos máximos del nodo 7</i>	135
<i>A.23 Momentos máximos del nodo 8</i>	135
<i>A.24 Diferencias en porcentaje del nodo 6</i>	136
<i>A.25 Diferencias en porcentaje del nodo 7</i>	136
<i>A.26 Diferencias en porcentaje del nodo 8</i>	137
<i>Modelo de puente monolítico con variaciones en altura de la pila adyacente</i>	
<i>A.27 Desplazamientos máximos del nodo 1</i>	137
<i>A.28 Desplazamientos máximos del nodo 2</i>	138
<i>A.29 Desplazamientos máximos del nodo 3</i>	138
<i>A.30 Desplazamientos máximos del nodo 4</i>	139
<i>A.31 Desplazamientos máximos del nodo 5</i>	139
<i>A.32 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	140
<i>A.33 Diferencias en porcentaje del nodo 2</i>	140
<i>A.34 Diferencias en porcentaje del nodo 3</i>	141
<i>A.35 Diferencias en porcentaje del nodo 4</i>	141
<i>A.36 Diferencias en porcentaje del nodo 5</i>	142

<i>A.37 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1</i>	142
<i>A.38 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5</i>	143
<i>A.39 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6</i>	143
<i>A.40 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7</i>	144
<i>A.41 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8</i>	144
<i>A.42 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	145
<i>A.43 Diferencias en porcentaje del nodo 5</i>	145
<i>A.44 Diferencias en porcentaje del nodo 6</i>	146
<i>A.45 Diferencias en porcentaje del nodo 7</i>	146
<i>A.46 Diferencias en porcentaje del nodo 8</i>	147
<i>A.47 Momentos máximos del nodo 6</i>	147
<i>A.48 Momentos máximos del nodo 7</i>	148
<i>A.49 Momentos máximos del nodo 8</i>	148
<i>A.50 Diferencias en porcentaje del nodo 6</i>	149
<i>A.51 Diferencias en porcentaje del nodo 7</i>	149
<i>A.52 Diferencias en porcentaje del nodo 8</i>	150

Modelo de puente continuo con variaciones en altura de la pila central

<i>B.1 Desplazamientos máximos del nodo 1</i>	151
<i>B.2 Desplazamientos máximos del nodo 2</i>	152
<i>B.3 Desplazamientos máximos del nodo 3</i>	152
<i>B.4 Desplazamientos máximos del nodo 4</i>	153
<i>B.5 Desplazamientos máximos del nodo 5</i>	153
<i>B.6 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	154
<i>B.7 Diferencias en porcentaje del nodo 2</i>	154
<i>B.8 Diferencias en porcentaje del nodo 3</i>	155
<i>B.9 Diferencias en porcentaje del nodo 4</i>	155
<i>B.10 Diferencias en porcentaje del nodo 5</i>	156
<i>B.11 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1</i>	156
<i>B.12 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5</i>	157
<i>B.13 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6</i>	157
<i>B.14 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7</i>	158
<i>B.15 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8</i>	158
<i>B.16 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	159
<i>B.17 Diferencias en porcentaje del nodo 5</i>	159
<i>B.18 Diferencias en porcentaje del nodo 6</i>	160
<i>B.19 Diferencias en porcentaje del nodo 7</i>	160
<i>B.20 Diferencias en porcentaje del nodo 8</i>	161
<i>B.21 Momentos máximos del nodo 6</i>	161
<i>B.22 Momentos máximos del nodo 7</i>	162
<i>B.23 Momentos máximos del nodo 8</i>	162
<i>B.24 Diferencias en porcentaje del nodo 6</i>	163
<i>B.25 Diferencias en porcentaje del nodo 7</i>	163
<i>B.26 Diferencias en porcentaje del nodo 8</i>	164

Modelo de puente continuo con variaciones en altura de la pila adyacente

<i>B.27 Desplazamientos máximos del nodo 1</i>	164
<i>B.28 Desplazamientos máximos del nodo 2</i>	165
<i>B.29 Desplazamientos máximos del nodo 3</i>	165
<i>B.30 Desplazamientos máximos del nodo 4</i>	166
<i>B.31 Desplazamientos máximos del nodo 5</i>	166
<i>B.32 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	167
<i>B.33 Diferencias en porcentaje del nodo 2</i>	167

B.34 Diferencias en porcentaje del nodo 3	168
B.35 Diferencias en porcentaje del nodo 4	168
B.36 Diferencias en porcentaje del nodo 5	169
B.37 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1	169
B.38 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5	170
B.39 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6	170
B.40 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7	171
B.41 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8	171
B.42 Diferencias en porcentaje del nodo 1	172
B.43 Diferencias en porcentaje del nodo 5	172
B.44 Diferencias en porcentaje del nodo 6	173
B.45 Diferencias en porcentaje del nodo 7	173
B.46 Diferencias en porcentaje del nodo 8	174
B.47 Momentos máximos del nodo 6	174
B.48 Momentos máximos del nodo 7	175
B.49 Momentos máximos del nodo 8	175
B.50 Diferencias en porcentaje del nodo 6	176
B.51 Diferencias en porcentaje del nodo 7	176
B.52 Diferencias en porcentaje del nodo 8	177

Modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila central

C.1 Desplazamientos máximos del nodo 1	178
C.2 Desplazamientos máximos del nodo 2	179
C.3 Desplazamientos máximos del nodo 3	179
C.4 Desplazamientos máximos del nodo 4	180
C.5 Desplazamientos máximos del nodo 5	180
C.6 Diferencias en porcentaje del nodo 1	181
C.7 Diferencias en porcentaje del nodo 2	181
C.8 Diferencias en porcentaje del nodo 3	182
C.9 Diferencias en porcentaje del nodo 4	182
C.10 Diferencias en porcentaje del nodo 5	183
C.11 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1	183
C.12 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5	184
C.13 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6	184
C.14 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7	185
C.15 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8	185
C.16 Diferencias en porcentaje del nodo 1	186
C.17 Diferencias en porcentaje del nodo 5	186
C.18 Diferencias en porcentaje del nodo 6	187
C.19 Diferencias en porcentaje del nodo 7	187
C.20 Diferencias en porcentaje del nodo 8	188
C.21 Momentos máximos del nodo 6	188
C.22 Momentos máximos del nodo 7	189
C.23 Momentos máximos del nodo 8	189
C.24 Diferencias en porcentaje del nodo 6	190
C.25 Diferencias en porcentaje del nodo 7	190
C.26 Diferencias en porcentaje del nodo 8	191

Modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila adyacente

C.27 Desplazamientos máximos del nodo 1	191
C.28 Desplazamientos máximos del nodo 2	192
C.29 Desplazamientos máximos del nodo 3	192
C.30 Desplazamientos máximos del nodo 4	193

<i>C.31 Desplazamientos máximos del nodo 5</i>	193
<i>C.32 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	194
<i>C.33 Diferencias en porcentaje del nodo 2</i>	194
<i>C.34 Diferencias en porcentaje del nodo 3</i>	195
<i>C.35 Diferencias en porcentaje del nodo 4</i>	195
<i>C.36 Diferencias en porcentaje del nodo 5</i>	196
<i>C.37 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1</i>	196
<i>C.38 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5</i>	197
<i>C.39 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6</i>	197
<i>C.40 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7</i>	198
<i>C.41 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8</i>	198
<i>C.42 Diferencias en porcentaje del nodo 1</i>	199
<i>C.43 Diferencias en porcentaje del nodo 5</i>	199
<i>C.44 Diferencias en porcentaje del nodo 6</i>	200
<i>C.45 Diferencias en porcentaje del nodo 7</i>	200
<i>C.46 Diferencias en porcentaje del nodo 8</i>	201
<i>C.47 Momentos máximos del nodo 6</i>	201
<i>C.48 Momentos máximos del nodo 7</i>	202
<i>C.49 Momentos máximos del nodo 8</i>	202
<i>C.50 Diferencias en porcentaje del nodo 6</i>	203
<i>C.51 Diferencias en porcentaje del nodo 7</i>	203
<i>C.52 Diferencias en porcentaje del nodo 8</i>	204
<i>D.1 Índice de daño para el registro número 1</i>	205
<i>D.2 Índice de daño para el registro número 5</i>	206
<i>D.3 Índice de daño para el registro número 6</i>	206
<i>D.4 Índice de daño para el registro número 19</i>	206
<i>D.5 Índice de daño para el registro número 23</i>	207
<i>D.6 Índice de daño para el registro número 26</i>	207
<i>D.7 Índice de daño para el registro número 29</i>	207
<i>D.8 Índice de daño para el registro número 30</i>	208
<i>D.9 Índice de daño para el registro número 31</i>	208
<i>D.10 Índice de daño para el registro número 32</i>	208
<i>D.11 Índice de daño para el registro número 33</i>	209
<i>D.12 Índice de daño para el registro número 34</i>	209
<i>D.13 Índice de daño para el registro número 35</i>	209
<i>D.14 Índice de daño para el registro número 36</i>	210
<i>D.15 Índice de daño para el registro número 37</i>	210
<i>D.16 Índice de daño para el registro número 38</i>	210
<i>D.17 Índice de daño para el registro número 40</i>	211
<i>D.18 Índice de daño para el registro número 41</i>	211
<i>D.19 Índice de daño para el registro número 43</i>	211
<i>D.20 Índice de daño para el registro número 44</i>	212
<i>D.21 Índice de daño para el registro número 45</i>	212
<i>D.22 Índice de daño para el registro número 47</i>	212
<i>D.23 Índice de daño para el registro número 49</i>	213
<i>D.24 Índice de daño para el registro número 50</i>	213
<i>D.25 Índice de daño para el registro número 51</i>	213

Lista de tablas

4.1 Métodos de análisis según clasificación de puentes, AASHTO	21
5.1 Parámetros del método de Kim	24
5.2 Parámetros del método de Pezeshk et al.	25
5.3 Parámetros del método de Maldonado et al.	27
5.4 Parámetros del método de Kawashima et al.	28
5.5 Calificación cualitativa del método aplicado por la SCT	29
5.6 Parámetros del método de SIPUMEX modificado	29
6.1 Variaciones	35
6.2 Registros sísmicos	38
7.1 Periodos fundamentales, modelo monolítico con variaciones en la altura de la pila central	41
7.2 Periodos fundamentales, modelo monolítico con variaciones en la altura de la pila adyacente	47
7.3 Periodos fundamentales, modelo continuo con variaciones en la altura de la pila central	53
7.4 Periodos fundamentales, modelo continuo con variaciones en la altura de la pila adyacente	59
7.5 Periodos fundamentales, modelo simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila central	64
7.6 Periodos fundamentales, modelo simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila adyacente	69
7.7 Resumen de desplazamientos máximos del nodo 3	78
7.8 Resumen de diferencias máximas normalizadas de desplazamientos del nodo 3	78
7.9 Resumen de ecuaciones de regresión cuadrática, para desplazamientos, nodo 3	79
7.10 Resumen de parámetros estadísticos de desplazamientos del nodo 3	79
7.11 Resumen de fuerzas cortantes máximas del nodo 7	80
7.12 Resumen de diferencias máximas normalizadas de fuerzas cortantes del nodo 7	80
7.13 Resumen de parámetros estadísticos de fuerzas cortantes del nodo 7	81
7.14 Resumen de momentos máximos del nodo 7	81
7.15 Resumen de diferencias máximas normalizadas de momentos del nodo 7	82
7.16 Resumen de parámetros estadísticos de momentos del nodo 7	82
9.1 Índices de daño al final de la excitación	94
9.2 Comparaciones de las ecuaciones de regresión cuadrática	100
9.3 Resumen de parámetros estadísticos de índices de daño	100
10.1 Categorización propuesta	103

Capítulo 1

Introducción

Los puentes son estructuras de gran importancia para la comunicación y sobrevivencia de los centros urbanos, e integran los sistemas de líneas vitales. De acuerdo a informes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2007), la longitud nacional de la Red de Carreteras Nacionales es de 356 945 km. La Red Federal de Carreteras se conforma de 40 668 kilómetros y 7 230 puentes. Para estas estructuras, en 2007 se invirtieron aproximadamente 6 846.4 millones de pesos en el Programa Nacional de Conservación de Carreteras, de los cuales 4 045.1 millones se destinaron a conservación periódica de carreteras, 1 510.9 millones a conservación rutinaria de tramos, 370.9 millones a señalamiento, 305.9 millones a reconstrucción de puentes, 238.7 millones a puntos de conflicto, 113.1 millones a estudios y proyectos, 100.4 millones a reconstrucción de tramos, 95.9 millones a conservación rutinaria de puentes, 60.7 millones a ingeniería y supervisión, y 4.8 millones para adquisiciones.

Aunque por su longitud, los puentes representan una porción pequeña de la red, constituyen eslabones vitales que garantizan la continuidad de su funcionamiento. En muchos casos los puentes definen la capacidad de la carretera, y su colapso ocasiona, frecuentemente, cuantiosas pérdidas económicas, directas e indirectas. En resumen, su costo es mucho mayor que otras partes de las carreteras.

Numerosos puentes de la red nacional de carreteras presentan diferentes grados de degradación, como consecuencia de la acción agresiva de agentes naturales, crecimiento de cargas y ante la incidencia de eventos naturales. Por todas estas razones, se debe poner atención en la conservación y en el diseño de los mismos, para mantener niveles adecuados de seguridad y servicio. Esto se puede lograr mediante programas confiables y continuos de mantenimiento que detecten y remedien los problemas de las estructuras en condiciones menos favorables.

En general, los programas de mantenimiento se pueden dividir en tres etapas: evaluación preliminar, evaluación detallada y diseño de estrategias de mantenimiento. El objetivo de la evaluación preliminar es detectar, dentro de un grupo numeroso de elementos, a las estructuras en condiciones vulnerables. Por su parte, la evaluación detallada se basa en análisis rigurosos que muestren las condiciones reales y el grado de degradación de los sistemas detectados en la evaluación preliminar. Posteriormente, con la información obtenida de las dos etapas anteriores, se toman decisiones para el diseño de estrategias de mantenimiento,

rehabilitación o reconstrucción de estructuras, (Gómez *et al.*, 2002). Existen diversas propuestas de métodos de evaluación preliminar. Se distinguen por los parámetros que usan, las categorías de fragilidad en que éstos se dividen, sus pesos de importancia y su modelo de combinación. Casi siempre, los pesos de importancia se definen de manera subjetiva, mediante encuestas realizadas a expertos en el tema. Además, la selección de los parámetros y sus respectivas categorías es también muchas veces subjetiva. Entre los parámetros más comunes en los métodos preliminares están la irregularidad de las pilas, condiciones de apoyo, año de construcción y peligrosidad.

En este trabajo se muestran los análisis paramétricos de modelos elásticos y no lineales que consideran uno de los parámetros más comunes en los métodos de evaluación preliminar, la irregularidad de la subestructura. Con los análisis elásticos se pretende conocer la influencia de los parámetros cuando no se considera la degradación, mientras que, con los análisis no lineales se podrá mejorar la comprensión del problema y buscar relaciones entre diferentes grados de irregularidad y el daño en la estructura. Para esto, se consideran tres tipos comunes de puentes carreteros, monolítico, continuo y simplemente apoyado, doce condiciones de irregularidad variando la altura de dos pilas (central y adyacente) en porcentajes de +75%, +50%, +25%, -75%, -50%, -25% y 53 sismos registrados en México, en los estados de Colima, Michoacán y Guerrero.

1.1 Objetivos

El objetivo general de esta tesis es estudiar el efecto que representa la irregularidad de la subestructura de puentes carreteros comunes en su respuesta ante cargas sísmicas. Para lograr este objetivo, el proyecto se divide en dos etapas. En la primera se analiza el efecto de variar la altura de dos pilas, (central y adyacente) de un modelo de puente carretero sin considerar degradación, comportamiento elástico. Mientras que, en la segunda etapa se incluye la degradación de los elementos, comportamiento inelástico, analizando así las variaciones en daños de pilas solo de puentes simplemente apoyados. Por lo tanto, los objetivos específicos son:

- Evaluar la influencia de la irregularidad de la subestructura en la respuesta dinámica elástica de un puente, variando las alturas de pilas.
- Realizar análisis elásticos para poder conocer la influencia de los parámetros cuando no se considera la degradación.
- Realizar análisis inelásticos para así poder mejorar la comprensión del problema y buscar relaciones entre diferentes grados de irregularidad y el daño en la estructura.
- Asignar una categorización de manera objetiva a los parámetros con que se define la irregularidad del puente. Éstas pueden aplicarse en programas de evaluación preliminar de puentes para que dichos procedimientos lleven a una mejor evaluación de las condiciones de las estructuras.

Cabe recordar que la irregularidad de la subestructura es un parámetro que se considera en los métodos de evaluación preliminar, sin embargo, la importancia que se da a éste queda a consideración de los expertos, de manera subjetiva. Por lo tanto, en este trabajo de tesis, se hacen análisis paramétricos para tener un mejor conocimiento del efecto de este parámetro.

1.2 Estructura de la Tesis

La tesis está dividida en diez capítulos. En el capítulo 1 se presenta una introducción de lo realizado en este trabajo, una justificación basada en las metodologías de evaluación preliminar en puentes y los objetivos que se trazan en este proyecto. Por su parte, en el capítulo 2 se describe el marco teórico de la irregularidad de puentes. Además, se presentan algunas fallas documentadas debidas a la irregularidad, entre ellas, algunas ocurridas durante los sismos de Northridge y Kobe en 1994 y 1995, respectivamente.

En el capítulo 3 se presentan algunas alternativas de configuraciones de puentes para el diseño sísmico, dividida en cuatro categorías: conexión pila-superestructura, conexión estribo-superestructura, configuraciones de marcos y secciones pila-columna. En el capítulo 4 se describen los efectos de la irregularidad en el comportamiento sísmico de edificaciones y puentes, así como, la reglamentación correspondiente en México, que incluyen estos efectos.

Varias propuestas de los métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes se pueden consultar en el capítulo 5, éstas se usan para categorizar a un gran número de estructuras de una manera sencilla, con la finalidad de detectar elementos con diferentes grados de daño. Para cada método, se muestran los principales parámetros en los que se evalúa la irregularidad en puentes; se resaltan las relacionadas con la irregularidad en la subestructura.

En los capítulos 6 y 7 se presenta el análisis elástico, incluyendo una pequeña descripción y la metodología utilizada para analizar los modelos propuestos, así como, los resultados de respuestas máximas de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos, de los modelos con las variaciones correspondientes, y un análisis estadístico de los resultados.

En los capítulos 8 y 9 se describe la formulación del algoritmo de análisis para la caracterización de la degradación del puente que se usó para este proyecto, así mismo, se comentan los resultados obtenidos de una formulación de índice de daño, para el modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila central. Por último, en el capítulo 10, se comentan las principales conclusiones obtenidas de los análisis elásticos y los análisis no lineales. Además, se presentan posibles líneas de investigación para trabajos futuros de acuerdo a diversos temas de interés encontrados durante la realización de esta tesis.

Capítulo 2

Antecedentes

Los puentes son elementos claves en los sistemas de transportación, por lo que deben lograr un balance entre soportar cargas actuales y futuras y el costo de la estructura. La resistencia y seguridad deben ser siempre objetivos primordiales, aunque también se debe prever el posible deterioro de los elementos estructurales.

Aunque los puentes se diseñan para una vida útil de aproximadamente 100 años, suelen ser sistemas que mantienen su uso y función por más tiempo. Por lo tanto, los puentes son sistemas que sufren degradación con el tiempo y requieren programas de inspección, mantenimiento y rehabilitación detallados para lograr un adecuado funcionamiento.

Durante los sismos de Northridge y Kobe en 1994 y 1995, respectivamente, se presentaron daños en aproximadamente un 5% de los densos sistemas de infraestructura de las zonas afectadas, causando colapso o daño severo a un número considerable de puentes. Algunas de las fallas que se reportaron se debieron a configuraciones erróneas de resistencia sísmica, deficiencias de los códigos de diseño y estructuras con capacidad reducida (Gómez *et al.*, 2002). Sismos previos al terremoto del 17 de enero de 1994 en Northridge causaron daños severos a estructuras de puentes, principalmente el ocurrido en 1971 en San Fernando. Durante este sismo se exhibieron deficiencias de diseño, incluyendo niveles bajos de fuerzas laterales de diseño, confinamiento de refuerzo inadecuado y carencia de restricción longitudinal a través de las juntas de expansión. Esto motivó un cambio importante en los códigos de diseño de puentes. Sin embargo, por la acción del sismo de Northridge en 1994, seis estructuras de puentes sufrieron fallas en columnas, provocando su colapso. El colapso de estos puentes totalizó en aproximadamente 140 millones de dólares (Mitchell *et al.*, 1995).

En la Ciudad de Kobe, el 17 de enero de 1995, ocurrió un sismo de intensidad de 7 en la escala japonesa, ocasionando daños severos en el sistema de transporte de la zona afectada. Las causas de los daños fueron, entre otras, el deficiente detallado del refuerzo transversal de confinamiento y en uniones entre el tablero y la subestructura, la proximidad de la zona a la falla tectónica y la falta de redundancia. La mayor parte del daño se concentró en las pilas, apoyos, cables de restricción longitudinales y vigas (Gómez *et al.*, 2002).

Todos estos daños, representaron no sólo gastos directos necesarios en reparación, rehabilitación y reemplazo de las estructuras, sino también pérdidas económicas indirectas, debidas al bloqueo de las líneas. Los daños producidos en los puentes carreteros y los costos ocasionados por estos daños motivaron un gran número de investigaciones sobre diversos aspectos del comportamiento y funcionamiento de los diferentes elementos estructurales. Todas estas investigaciones han conducido a mejoras en los reglamentos de diseño de estas estructuras y en programas de mantenimiento y rehabilitación, principalmente en los Estados Unidos, Europa y Japón (Priestley *et al.*, 1996).

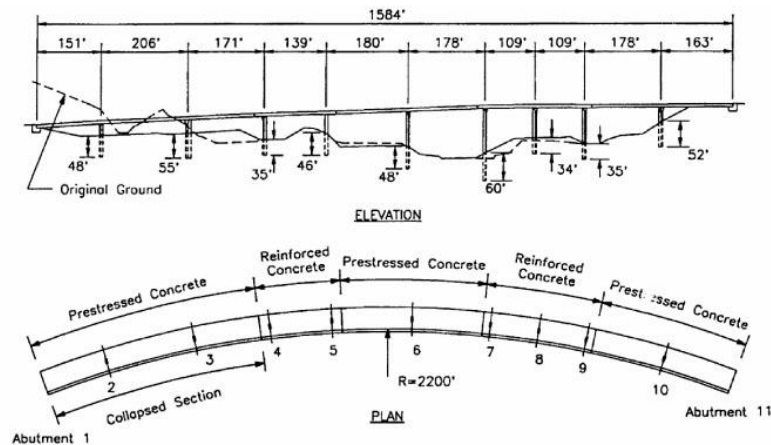
Conforme a Jara *et al.* (2007), las causas principales de las fallas en las estructuras después de sismos importantes se resumen en las siguientes:

- a. Ocurrencia de eventos con intensidades sísmicas superiores a las previstas por los códigos de construcción; esto se debe, entre otros factores, a la inadecuada precisión en la estimación de las magnitudes, frecuencia de ocurrencia y subestimación de la amplificación de las aceleraciones del terreno y de los efectos locales, por ejemplo, los sismos ocurridos en: México (1985), Kobe (1995) y Taiwán (1999), entre otros.
- b. La presencia de fallas activas cerca de las estructuras, puesto que dan origen a movimientos que no fueron previstos en el diseño. Los grandes desplazamientos del terreno que se presentan directamente en la zona que cruza la falla, han llevado al colapso a varias estructuras. Por otro lado, los registros sísmicos cercanos a las fallas muestran componentes verticales de consideración y pulsos de velocidad con importantes amplitudes.
- c. Distribución irregular de la rigidez de los elementos de la estructura, esto origina que las pilas de menor longitud estén sometidas a demandas mayores de fuerza cortante que normalmente no son consideradas en el análisis de manera adecuada.
- d. Falta de confinamiento adecuado y poca capacidad de rotación en zonas de articulaciones plásticas. Los códigos de diseño actuales, permiten que las estructuras presenten daño después del sismo de diseño, por lo que, es importante prever refuerzo adecuado en las zonas de daño esperado, para evitar fracturas y mecanismos de colapso.
- e. Fecha de construcción. Algunas estructuras construidas en décadas anteriores, pueden considerarse más susceptibles a presentar daños ante sismos futuros, debido a que, no satisfacen los requerimientos de los códigos de diseño actuales, además de presentar con el paso del tiempo deterioro natural y daño producido en sismos pasados.

Algunas fallas por irregularidad que se presentaron en puentes a causas de sismos recientes son:

- a) Una forma común de irregularidad se presenta cuando un puente atraviesa un cruce que requiere columnas de longitud no uniforme. Aunque la respuesta de la superestructura puede ser relativamente uniforme, las demandas de deformación de las pilas individuales de la subestructura son altamente irregulares; las deformaciones más grandes son impuestas a las columnas más cortas. En algunos casos, las demandas de deformación en las columnas cortas pueden inducir su falla

antes de tiempo, además, la presencia de columnas adyacentes más flexibles pueden acelerar el proceso de falla. La estructura de la ruta 14/5 es un ejemplo de ello. Este puente está comprendido por una viga cajón monolítica con marcos de columna simple que varían en altura, dependiendo de la carretera y del grado de elevación, tal como se puede ver en la figura 2.1a. Aparentemente, la columna corta del marco 2 falló a cortante debido a las grandes demandas de deformación en esa columna, resultando en el colapso de los claros adyacentes, como se observa en la figura 2.1b (Moehle *et al.*, 2000).



a) Configuración



b) Colapso

Figura 2.1 Geometría y colapso de la ruta 14/5, Sismo de Northridge en 1994 (Moehle *et al.*, 2000).

- b) Otra forma de irregularidad en la superestructura es por esviajamiento. Las colisiones entre un puente esviajado y sus estribos pueden causar que éste rote alrededor de su eje vertical. Debido a que los estribos resisten compresión, pero no tensión, el sentido de la rotación es el mismo (para una configuración de puente dada), independientemente si el puente choca con un estribo o el otro. Si las rotaciones son grandes y la longitud de apoyo pequeña, un puente puede perder apoyo en las esquinas de los tableros. Un ejemplo de colapso de puentes debido a esviajamiento es el Puente Rio

Bananito, en el que el puente y la pila del tablero central estaban esviados 30° ; éste puente perdió dos tramos desde la pila central en la dirección del esviamiento durante el sismo de Costa Rica, 1991 (figura 2.2). Otro ejemplo de falla de puente esviado es la estructura de cruce Gavin Canyon, como se ve en la figura 2.3, el cual falló durante el sismo de Northridge en 1994. Ambos carriles esviados perdieron apoyo durante el sismo, resultando en el colapso de los claros sin apoyo (Moehle *et al.*, 2000).



Figura 2.2 Colapso del Puente Rio Bananito en el sismo de Costa Rica, 1991(Moehle et al., 2000).

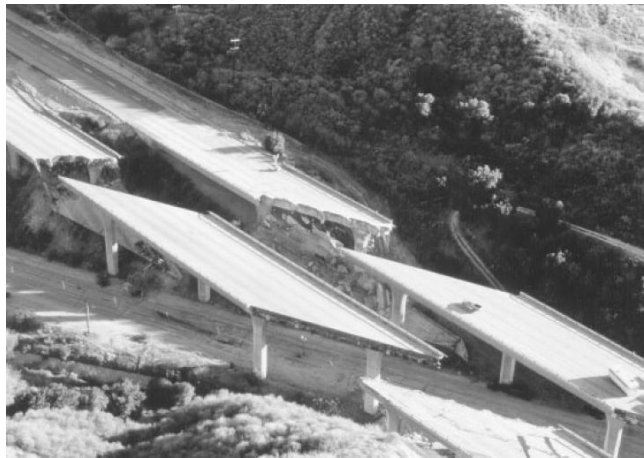


Figura 2.3 Colapso del puente Gavin Canyon en el sismo de Northridge, 1994 (Moehle et al., 2000).

- c) También se presentaron fallas en columnas en sistemas irregulares, debido a que en estos sistemas es común encontrar demandas excesivas de ductilidades en algunos de sus elementos. Para niveles de ductilidades de dos o tres en desplazamientos, las deformaciones del concreto a compresión en las zonas de articulación plástica, exceden la capacidad de deformación a compresión del concreto no confinado. Por lo tanto, si el núcleo de concreto no está adecuadamente confinado, el agrietamiento se extiende dentro del núcleo del concreto hasta generar pandeo en el refuerzo longitudinal, ocurriendo una degradación rápida de la resistencia y pérdida de capacidad en el soporte de cargas gravitacionales. En el sismo de 1994 de Northridge, el puente Bull Creek Canyon

sufrió una falla a flexión (figura 2.4), debido a que en la parte inferior de las columnas se había colocado un muro que las conectaba, esto produjo que se generaran articulaciones plásticas en la parte superior del muro donde había una mayor separación del refuerzo transversal en las columnas. La colocación del muro produjo una distribución no regular de fuerzas, la cual no estaba prevista (Priestley *et al.*, 1996).



Figura 2.4 Articulaciones plásticas en columnas, Puente Bull Creek Canyon (Moehle et al., 2000).

En general podemos resumir:

1. En México, se han registrado pocos problemas importantes del comportamiento sísmico de los puentes, principalmente por lo poco densa de la red de infraestructura nacional y por el sobrediseño adoptado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Algunos de los esfuerzos que se han hecho se enfocan en la mejora de programas de evaluación de puentes, como es el caso del SIPUMEX (Sistema de Puentes de México) de la SCT.
2. De acuerdo a informes de la SCT (2006), se considera que el estado físico de la Red Federal de Carreteras es de 76% en condiciones buenas y aceptables y 24% en condiciones deficientes. Hay que recordar que durante los sismos de Loma Prieta y Northridge de 1989 y 1994, solo entre 3% y 5% de los puentes afectados sufrieron daño mayor, aunque su falla ocasionó pérdidas totales de miles de millones de dólares (Gómez, 2002). Entonces, 24% de estructuras en condiciones deficientes, susceptibles a daño, pueden producir grandes pérdidas.
3. La irregularidad estructural es un factor importante en el comportamiento sísmico de los puentes. Sin embargo, no es un parámetro que pueda ser eliminado al construir una estructura regular, ya que muchas veces las irregularidades son originadas por las condiciones del sitio en que son ubicadas estas estructuras. Las consecuencias de falta de consideración de sistemas no regulares pueden ser desastrosas, resultando muchas veces en el colapso del sistema. Por lo tanto, en este proyecto se evalúa el efecto de la irregularidad en las alturas de las pilas en el comportamiento sísmico de los puentes carreteros. En los capítulos 4 y 5 se mencionan a detalle los efectos de la irregularidad en puentes y como se evalúa en los métodos de evaluación preliminar.

Capítulo 3

Sistemas de estructuración de puentes

Para modelar estructuras de puentes es necesario definir su configuración. En este capítulo se mencionan algunas alternativas para diseño sísmico, divididas en cuatro categorías, conforme la clasificación propuesta por Priestley *et al.* (1996).

3.1 Conexión pila-superestructura

Existen dos categorías de conexión pila-superestructura que pueden ser consideradas en la etapa de diseño conceptual. La elección de alguna de ellas tiene efectos importantes en el desempeño sísmico de la estructura o en los niveles de fuerzas de diseño, éstas son:

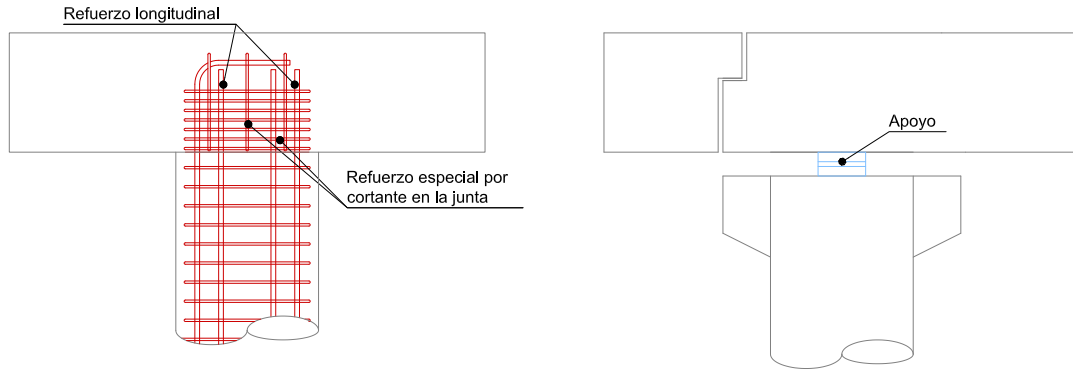
a) Conexión resistente a momento

Este tipo de conexión (figura 3.1a) es normalmente adecuada para estructuras de concreto soportadas por estructuras de concreto. La capacidad del momento resistente de la conexión crea un potencial de redundancia adicional, particularmente para la respuesta longitudinal. Si se asume empotramiento en la base de la columna, el potencial de articulación plástica se da en la parte superior, y crea una localización adicional para disipación de energía durante sismos intensos. Las columnas del marco se flexionan en doble curvatura, para respuesta longitudinal, incrementando la resistencia a cortante para las columnas. Sin embargo, ésta conexión induce momentos sísmicos a la superestructura en su respuesta longitudinal.

b) Simplemente apoyado y continuo

Los apoyos entre la superestructura y subestructura, como el que se muestra en la figura 3.1b, se diseñan para permitir únicamente rotación y desplazamiento en la superestructura. Las fuerzas que se transfieren a través de los apoyos dependen del diseño y los elementos utilizados. La ventaja

principal de este tipo de apoyo es que no se transfieren momentos sísmicos de la columna a la superestructura. Debido a esto, algunas secciones de superestructura que pueden ser usadas en ésta conexión son inadecuadas para conexiones a momento. Una de las desventajas de este sistema es la mayor sensibilidad a desplazamientos sísmicos en relación a las conexiones a momento, y esto se debe a la menor rigidez que se crea dentro de la estructura.



a) Conexión resistente a momento

b) Superestructura sobre placas de apoyos

Figura 3.1 Conexiones superestructura-columna (Priestley et al., 1996).

3.2 Conexión estribo-superestructura

Debido a los efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de los estribos, su desempeño es menos predecible. Existen varios detalles de conexiones entre la superestructura y el estribo, como:

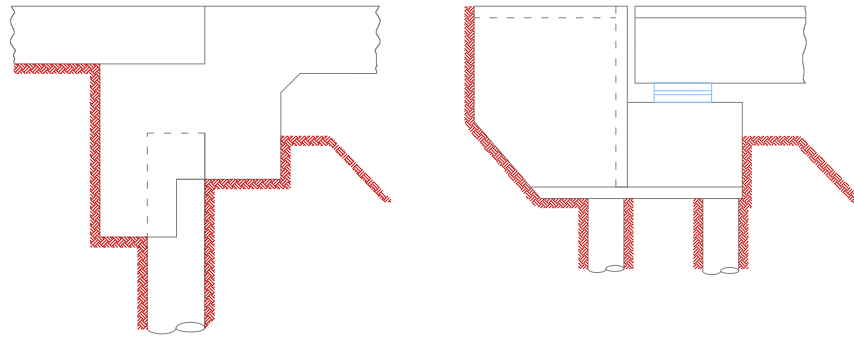
a) Conexión monolítica

Esta conexión es apropiada para puentes de uno o dos claros, debido a la rigidez relativa de los estribos, comparada con la de los marcos internos, por lo que la resistencia sísmica la proveen los estribos y las columnas de los marcos pueden ser diseñadas únicamente por cargas gravitacionales. Aunque, para asegurar la capacidad de desplazamiento adecuada, se deben detallar para ductilidad las zonas de articulaciones plásticas, que son las partes inferior y superior de las columnas. Además, puesto que las deformaciones del puente en relación a las deformaciones del terreno son pequeñas, se puede asumir que el puente responde como una unidad rígida a la aceleración máxima del terreno, y los elementos que conforman el estribo deben resistir las presiones del suelo que resultan del nivel de respuesta. En la figura 3.2a se muestra un esquema de este tipo de conexión. En estos sistemas los asentamientos producen deformaciones en todos los elementos.

b) Superestructura soportada sobre apoyos

Una alternativa de la conexión monolítica es proveer un soporte de apoyo, como el estribo tipo “asiento” esquematizado en la figura 3.2b. En este tipo de estribo, se proporciona alta rigidez y resistencia en la dirección del cierre de la grieta, esto es, en la dirección longitudinal, después de que la grieta inicial ha sido cerrada. En la dirección opuesta, la rigidez y resistencia dependen de las

características del apoyo que se use, por lo que las fuerzas de diseño del estribo son las fuerzas que se generan en el cierre de la grieta.



a) Conexión monolítica

b) Conexión sobre apoyos

Figura 3.2 Tipos de estribo, para respuesta longitudinal (Priestley et al., 1996).

3.3 Configuraciones de marcos

a) Marcos de columnas simples

En este sistema, si la superestructura es soportada sobre un apoyo, se puede optimizar el diseño en la dirección transversal, que es la dirección crítica en un puente, ya que en ella se presentan las respuestas máximas. Además, debido a que únicamente habrá una localización de articulación plástica, el comportamiento es fácil de determinar, y si la conexión existente columna-superestructura es monolítica, los requerimientos de las ductilidades de la columna y la estructura son idénticos. Sin embargo, una conexión de este tipo, generaría momentos sísmicos de diseño más grandes en dirección transversal que en dirección longitudinal, y la demanda de fuerza cortante longitudinalmente será importante. Otras desventajas de esta configuración son: los momentos que se inducen en la columna y los desplazamientos de la superestructura son mayores que con una configuración de multi-marcos; y, la columna debe estar empotrada en su base, generando así momentos grandes que serán transferidos a la cimentación. Es también un sistema poco redundante en el que muchas veces la falla de un elemento constituye la falla del sistema. Por todo esto, esta configuración se considera muy susceptible a carga lateral, como se mostró en los daños de la vía Hanshin en 1995 (figura 3.3). Sin embargo, la necesidad de espacio inferior la hace muy común.

b) Marcos de multi-columnas

Una ventaja de este sistema, es que si las bases de las columnas están empotradas, los momentos inducidos en las columnas serán mucho menores que en el caso de columnas simples. Otra ventaja de esta configuración es la siguiente: los desplazamientos se reducen y se obtiene una mejor distribución de momentos en la parte superior de las columnas, dentro de la superestructura con una conexión monolítica. Sin embargo, las articulaciones plásticas en las regiones críticas no se desarrollan simultáneamente, debido a las variaciones de la carga axial y a la influencia de la rigidez de la viga en el extremo empotrado, por lo que la demanda de la ductilidad en las articulaciones críticas es más difícil de determinar.



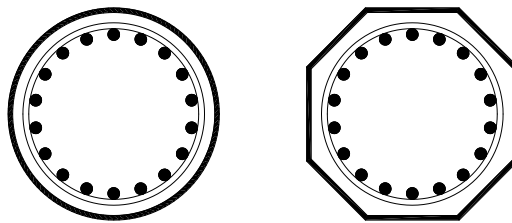
Figura 3.3 Colapso de la Vía Hanshin después del terremoto en Kobe, 1995 (Priestley et al., 1996).

3.4 Secciones pila-columna

En ésta sección se mencionan algunas características de secciones de columnas adecuadas para resistencia sísmica, a saber:

a) Secciones circulares

Estas secciones son eficientes, económicas y simples de construir. La curva continua del refuerzo transversal provee de una presión de confinamiento continuo al concreto, evitando pandeo de las barras. La resistencia a cortante, la resistencia a flexión y la capacidad de ductilidad son independientes de la dirección de la respuesta sísmica y las demandas de momento son iguales en direcciones ortogonales. Las figuras 3.4a y 3.4b representan una elección común, con una distribución de refuerzo longitudinal circular con estribos transversales o zunchos.



a) Superficie circular

b) Superficie octagonal

Figura 3.4 Secciones de columnas circulares (Priestley et al., 1996).

Por razones arquitectónicas, y para proporcionar un mejor soporte del tablero ante carga excéntrica viva, es común ensanchar las columnas en la parte superior tal como se muestra en la figura 3.5, en la que la columna ha sido engrosada únicamente en la dirección transversal.

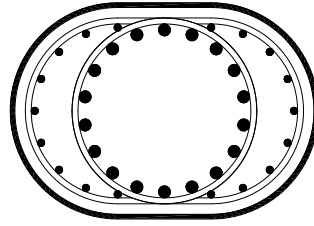


Figura 3.5 Ensanchamiento de la parte superior de la columna de sección circular, sección oblonga (Priestley et al., 1996).

b) Columnas rectangulares

En la figura 3.6 se muestra opciones de columnas rectangulares. La sección de columna de la izquierda, tiene solamente refuerzo en el perímetro, lo cual no proporciona un confinamiento efectivo para el núcleo de concreto o una efectiva restricción lateral para las barras longitudinales, excepto para las de esquina. Por lo tanto, éste tipo de secciones deben evitarse cuando se requiera una respuesta dúctil en el sistema. Las columnas de puentes son generalmente de secciones grandes, por lo que, se necesitaría un gran número de barras longitudinales, lo que a su vez ocasionaría combinaciones imprácticas de refuerzo transversal, tal como se muestra en la figura de la derecha. Por lo tanto, esta opción se limita a columnas de secciones reducidas.

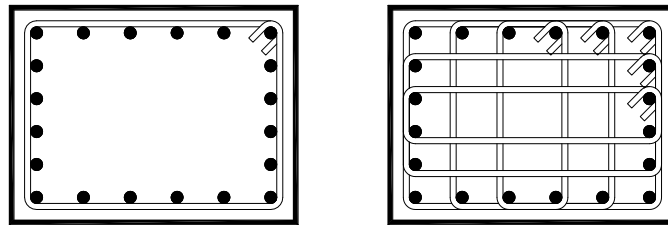


Figura 3.6 Secciones rectangulares (Priestley et al., 1996).

Para columnas rectangulares grandes, se puede considerar el detallado mostrado en la sección de la figura 3.7, usando refuerzo longitudinal contenido dentro de espirales intersectadas. Para evitar problemas de desconchamiento en las esquinas se pueden implementar biseles, de modo que no tenga exceso de recubrimiento en esas regiones.

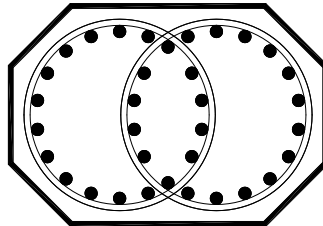


Figura 3.7 Secciones rectangulares para columnas grandes (Priestley et al., 1996).

c) Pilas de muro rectangulares

Se puede usar pilas de muro rectangulares, como se muestra en la figura 3.8, cuando los estribos resistan la respuesta sísmica longitudinal y cuando sea antieconómico crear resistencia longitudinal en marcos altos. Estas pilas tienen alta resistencia y rigidez en dirección transversal, actuando como un muro estructural, no así en la dirección longitudinal, por lo que en esta dirección se esperan cortantes pequeños. Bajo respuesta longitudinal, resulta impráctico confinar totalmente la cara más larga de la sección. Este tipo de secciones comúnmente tienen poca carga axial y tienen una capacidad considerable de ductilidad.

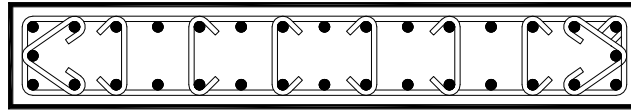
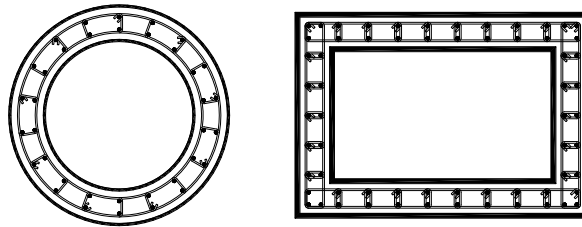


Figura 3.8 Pilas de muro rectangulares (Priestley et al., 1996).

d) Columnas de sección hueca

Es deseable este tipo de secciones cuando se tienen puentes largos de grandes claros, puesto que se requerirían dimensiones muy grandes. Esta sección tiene la ventaja de maximizar la eficiencia estructural en términos de las relaciones masa/resistencia y masa/rigidez y reducir la contribución de la masa de la columna en la respuesta sísmica de la estructura. Columnas muy altas pueden desarrollar momentos sísmicos como resultado de la respuesta inercial del peso propio. En las figuras 3.9a y 3.9b, se muestran dos tipos de secciones huecas.



a) Sección circular hueca b) Sección rectangular hueca

Figura 3.9 secciones huecas para columnas altas (Priestley et al., 1996).

Para el desarrollo de este proyecto, en los modelos de análisis se utilizarán las diferentes configuraciones de conexión pila-superestructura mencionadas anteriormente, para representar tres tipos de puentes, monolítico, continuo y simplemente apoyado. En estos modelos, se idealiza la conexión estribo-superestructura como una conexión monolítica, con configuraciones de marcos de columnas simples de sección rectangular hueca. Las descripciones de los modelos se presentan en el capítulo 6.

Capítulo 4

Efectos de la irregularidad en el comportamiento sísmico

Idealmente, las construcciones sismorresistentes deben ser diseñadas para tener una configuración regular, tal que el comportamiento sea simple de conceptualizar y analizar y que la disipación de energía inelástica sea promovida por un gran número de componentes fácilmente identificados. Este ideal comúnmente no es logrado en la construcción de puentes debido a la irregularidad impuesta por las condiciones del sitio y los requerimientos de afluencia del tráfico. En teoría, cualquier miembro o junta puede ser configurada para resistir las fuerzas inducidas y demandas de deformación. Sin embargo, en la práctica, ciertas configuraciones de puentes son más vulnerables a sismos que otras (Moehle *et al.*, 2000).

4.1 Importancia de considerar la irregularidad

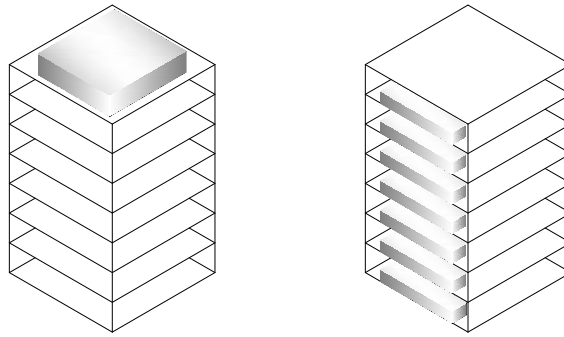
En edificaciones, la configuración estructural normalmente se define en el proyecto arquitectónico, por lo tanto es esencial tener consciencia de las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura y de las consecuencias que tienen algunas decisiones arquitectónicas en el comportamiento estructural. En puentes, normalmente, el ingeniero define la configuración considerando resistencia y funcionalidad. Desde el punto de vista de la sismorresistencia, en cualquier estructura, mientras mayor sea la discrepancia en aspectos tales como la configuración geométrica y características dinámicas, mayor será la vulnerabilidad estructural con relación a la acción sísmica, debido muchas veces a no considerar los detalles y a un comportamiento más complejo. Sin embargo, cada parámetro de irregularidad tiene un efecto distinto en la respuesta de la estructura (Bazán *et al.*, 2008).

4.1.1 Irregularidad en edificios

La irregularidad en edificaciones se puede clasificar conforme a tres aspectos importantes, los cuales se enumeran a continuación (Bazán *et al.*, 2008):

1. **Peso.** Debido a que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa, debe procurarse que el edificio sea lo más ligero posible. Una parte importante del peso proviene de elementos no estructurales, siendo allí donde se pueden lograr reducciones.

Considerando que las aceleraciones que se introducen al edificio aumentan con la altura, es importante evitar masas excesivas en las partes altas del edificio (figura 4.1a). Se debe tratar de distribuir el peso de forma simétrica en la planta de cada piso, debido a que, una posición fuertemente asimétrica provocaría vibraciones torsionales (figura 4.1b). Además, es importante no concentrar masas excesivas en voladizos o en vigas de claros largos, ya que la vibración vertical produce fuerzas de inercia verticales que se suman a la gravedad.



a) *Concentración en pisos superiores* b) *Distribuciones asimétricas*
 Figura 4.1 Irregularidades del peso del edificio (Bazán et al., 2008).

2. **Estructuración en planta.** Un aspecto principal a tomar en cuenta es la asimetría en disposición y rigidez de los elementos estructurales, ya que propician una respuesta sísmica indeseable, provocando vibraciones torsionales, como las geometrías que se muestran en la figura 4.2. Esto se puede minimizar al distribuir los elementos resistentes de tal forma que coincida el centro de masa con el centro de torsión, sin inducir concentraciones de fuerzas en ciertas zonas de la planta y vibraciones locales difíciles de medir. Otra posible corrección para la asimetría, es la subdivisión del edificio en cuerpos independientes y regulares mediante juntas de construcción. Sin embargo, las juntas suelen ser extensas, provocando dificultades en el diseño de la conexión. Otra forma de remediar estos problemas de asimetría es hacer uso de elementos estructurales exteriores que ayuden a ligar las distintas partes del edificio para hacerlo más simétrico.

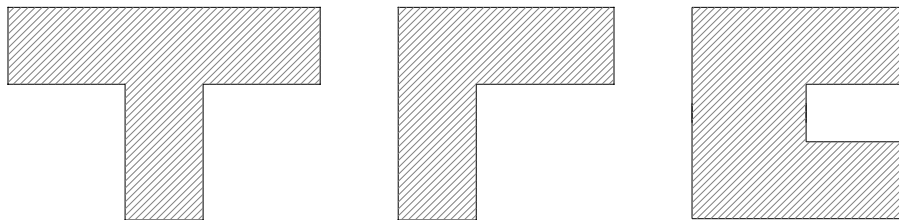


Figura 4.2 Formas asimétricas en planta (Bazán et al., 2008).

Además de la forma irregular de la planta, se debe evitar la presencia de alas muy alargadas, como en secciones I, cruz o L, como en las geometrías que se muestran en la figura 4.3, ya que esto produce que las alas vibren en sentidos distintos y se produzcan grandes concentraciones de esfuerzos en las esquinas interiores de la planta. Si se quiere remediar esto, se puede recurrir a la subdivisión de la planta en cuerpos independientes, o adicionar rigidez a los extremos de las alas y reforzar las esquinas interiores. Por último, es recomendable que las plantas no sean muy alargadas, dado que este alargamiento puede inducir movimientos en la base que difieren de un extremo a otro de la planta. Aunque el problema principal es la flexibilidad del sistema de piso, debido a que se producen vibraciones importantes que incrementan las solicitaciones en la parte central del edificio.

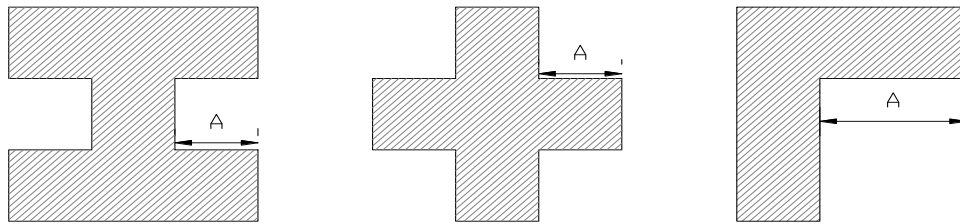


Figura 4.3 Plantas con alas(A) muy largas (Bazán et al., 2008).

3. Estructuración en elevación. Un índice adicional para medir la irregularidad en edificaciones es la elevación. Esto puede ocurrir al hacer reducciones bruscas en el tamaño de los pisos superiores, como se muestra en la figura 4.4. Por lo que, se espera que el edificio sea definido en altura de manera sencilla, simétrica y regular, para evitar concentraciones de esfuerzos en algunos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores del edificio. Otro factor digno de tomarse en cuenta es la esbeltez excesiva, ya que esto puede provocar inestabilidad, así como problemas de volteo y de transmisión de cargas al subsuelo; además de que los modos superiores de vibración son potencializados. Estos problemas se pueden reducir al realizar análisis dinámicos minuciosos, cuidando de proporcionar una rigidez lateral elevada en la dirección esbelta y una cimentación rígida.



Figura 4.4. Reducciones indeseables en elevación (Bazán et al., 2008).

4.1.1.1 Reglamentación

El grado de irregularidad de las edificaciones en el Distrito Federal, referenciado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), en su capítulo 6, se evalúa mediante:

a) Estructura regular. Para que una estructura pueda ser considerada como regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

b) Estructura irregular. Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos mencionados anteriormente.

c) Estructura fuertemente irregular. Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
2. La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más del 100% a la del piso inmediatamente inferior.

En otros reglamentos en el mundo se siguen criterios similares, esto es, se castiga a los sistemas irregulares (clasificados de forma similar al RCDF-04) porque se considera que en el diseño no se detallan todos los aspectos de su comportamiento sismorresistente.

4.1.2 Irregularidad en puentes

Algunas de las diferencias existentes entre los puentes y las edificaciones radican en que, en puentes, la mayor parte del peso se encuentra concentrada en la superestructura. La superestructura soporta las cargas vivas y parte de la carga por viento y/o sismo, mientras que la subestructura puede ser vulnerable a carga lateral; y la resistencia sísmica es comúnmente diferente en las direcciones longitudinal y transversal. La irregularidad no depende de las características dinámicas; dada una geometría y materiales, se obtienen ciertas propiedades dinámicas como periodo o amortiguamiento. Lo que sí se puede comentar es que por la irregularidad típica de los puentes, los modos de vibrar superiores tienen mayor influencia que en las edificaciones, requiriendo muchos más modos (en algunos casos 20 o más) para obtener 90% de la masa efectiva.

La irregularidad en un puente se divide en irregularidad en la superestructura y en la subestructura. La irregularidad en la superestructura es por ángulos de esviaje o curvatura, aunque en algunos casos se debe a la utilización de diferentes tipologías, como en el caso de la vía Hanshin que colapsó en 1995 por el sismo de Kobe, donde se llegaron a usar segmentos de acero junto a otros de concreto. Otra posible irregularidad en la superestructura se presenta cuando se tienen longitudes de los claros muy distintos entre sí.

La irregularidad en los puentes está en función de la geometría, topografía y las propiedades del suelo, y es un parámetro importante en los métodos de evaluación preliminar. En éstos existen categorías para medir la irregularidad en puentes, que varían de acuerdo al tipo de método utilizado. Por ejemplo, en el método de evaluación preliminar de Kim (Gómez y Barrera, 2007), se estima la vulnerabilidad evaluando doce parámetros, uno de ellos es la irregularidad de la subestructura, categorizada en función de la altura de las pilas. En el método de Pezeshk *et al.* (Gómez y Barrera, 2007) se agrupa la vulnerabilidad sísmica en tres categorías: características estructurales, características de cimentación y sitio e importancia del puente como línea vital, también se evalúa la irregularidad tanto de superestructura como de la subestructura. El método de Kawashima *et al.* (1990) se divide en 22 categorías, entre ellas: forma de la superestructura, altura de pilas y condiciones de suelo. El método de Maldonado *et al.* (Gómez, 2002), está dividido en 19 categorías, como material de la superestructura y subestructura, tipo de pilas o altura de pilas, entre otros. Finalmente, el método de evaluación de la SCT (Gómez *et al.*, 2008), denominado SIPUMEX, en su etapa preliminar evalúa el comportamiento del puente con parámetros como la geometría de la superestructura y el tipo y altura de pilas, entre otros. En el capítulo 5 de este trabajo se comenta con más detalle las características generales de estos métodos.

Un puente esviado se define como aquel cuyos apoyos no son perpendiculares a la alineación del puente. Las estructuras de puentes altamente curvos tienden a elongarse exteriormente a lo largo de su radio, debido a las fuerzas laterales sísmicas. Esta elongación exterior puede separar las juntas de expansión internas y dejar sin apoyo a los tableros suspendidos (Werner, 1998). La curvatura en puentes además complica la distribución uniforme de la demanda de ductilidad. Es difícil cuantificar el grado de irregularidad de un puente curvo, debido a la complejidad de las formas modales de respuesta, de la interacción entre la localización de las pilas, altura de pilas y formas modales de mayor importancia.

Los puentes esviados poseen problemas de diseño y análisis, debido a que causan respuestas torsionales que imponen grandes demandas de rotación en la parte superior de las pilas y movimientos de diafragmas

fuera del plano. En puentes de columnas simples, una excentricidad entre el eje del tablero (horizontal) y el eje de la pila (vertical) lleva a una respuesta torsional y a una distribución no uniforme de demandas de deformación (Parke *et al.*, 2008).

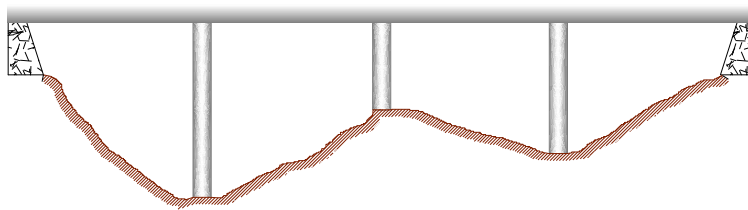


Figura 4.5 Irregularidad en altura de pilas.

La irregularidad en subestructura se debe principalmente a la topografía, que ocasiona pilas de diferente altura, como en la figura 4.5, con rigidez y resistencia variables. Aunque la respuesta de la superestructura puede ser relativamente uniforme, las demandas de deformación de las pilas son altamente irregulares, estas variaciones pueden ocasionar que pilas de gran altura trabajen a flexión, mientras que otras trabajan a cortante (Moehle *et al.*, 2000). Es común usar, en una misma estructura, iguales secciones transversales y materiales. Por lo tanto, elásticamente las diferencias son las longitudes e inelásticamente los armados.

4.1.2.1 Reglamentación

En México, el diseño de los puentes se realiza con reglamentos de otros países, debido a que no hay normatividad nacional o local específica para el diseño. Uno de los reglamentos que tiene mayor aplicación es el de la AASHTO “American Association of State Highway and Transportation Officials”, de los Estados Unidos. Sin embargo, si existen algunas normas o recomendaciones como la del Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2001), que presenta en la norma N-PRY-CAR-6-01-005/01 dos clasificaciones de puentes, la primera, de acuerdo a su importancia, y la segunda, según su comportamiento sísmico. De acuerdo a su importancia los puentes se clasifican en puentes Tipo A, B y C. Esta clasificación se hace de acuerdo al peso, dimensiones y capacidad de los vehículos que transitan sobre ellos. Mientras que, de acuerdo a su comportamiento sísmico, se sub-clasifican en:

Tipo 1s. Estructuras regulares, en las cuales la superestructura está formada por tramos libremente apoyados o continuos de armaduras, losas, losas sobre trabes, vigas de cajón de acero, concreto o mixtas y que cumplen además los siguientes requisitos: con menos de seis claros si son continuos, con eje longitudinal recto o en curvatura reducida; con esviajamiento menor de 15°; sin cambios bruscos en la rigidez y masa de los elementos sucesivos de la superestructura y subestructura, exceptuando los estribos; y, claro máximo menor o igual que 40 m y ancho de calzada hasta 30 m.

Tipo 2s. Estructuras que no cumplan con algunos de los requisitos de las estructuras Tipo 1s, pero con superestructuras del Tipo B, con claros hasta de 150 m.

Tipo 3s. Estructuras especiales de grandes dimensiones, con claros mayores de 150 m, o con sistemas estructurales poco comunes.

Tipo 4s. Estructuras de grandes dimensiones o con estructuración poco usual, con periodo de vibración (T) mayor a 3 s., o ubicadas en sitios de alto riesgo sísmico por su proximidad a una falla activa o por sus características geológicas poco comunes.

La AASHTO, por su parte, clasifica a los puentes según su importancia como: a) crítico, aquel que permanece abierto a todo el tráfico después del sismo de diseño; b) esencial, es el que permanece abierto a vehículos especiales después del sismo de diseño; y, c) otros, los cuales no requieren los criterios de los puentes críticos o esenciales.

También, según la AASHTO (Cap. 6, Sección 4, *Analysis and Structural Evaluation*), pueden considerarse como puentes regulares a aquellos que satisfagan los siguientes requerimientos (AASHTO LRFD, *Bridge Design Specifications*, 2005):

1. Cuando el número de claros es de dos, el máximo ángulo comprendido para un puente curvo es de 90° y la relación máxima de la longitud entre claros es de tres.
2. Cuando el número de claros es de tres o cuatro, el máximo ángulo comprendido para un puente curvo es de 90° , la relación máxima de la longitud entre claros es de dos y la máxima relación de la rigidez marco/pilas de claro a claro, excluyendo los estribos es de cuatro.
3. Cuando el número de claros es de cinco, el máximo ángulo comprendido para un puente curvo es de 90° , la relación máxima de la longitud entre claros es de 1.5 y la máxima relación de la rigidez marco/pilas de claro a claro, excluyendo los estribos es de tres.
4. Cuando el número de claros es de seis, el máximo ángulo comprendido para un puente curvo es de 90° , la relación máxima de la longitud entre claros es de 1.5 y la máxima relación de la rigidez marco/pilas de claro a claro, excluyendo los estribos es de dos.

Los puentes irregulares son aquellos que no cumplen los requerimientos anteriores.

Tabla 4.1 Métodos de análisis según clasificación de puentes, AASHTO.

Zona sísmica	PUENTES CRÍTICOS		PUENTES ESENCIALES		OTROS PUENTES	
	Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
2	Método elástico multimodal	Método elástico multimodal	Método elástico unimodal/Método elástico de carga uniforme	Método elástico multimodal	Método elástico unimodal/Método elástico de carga uniforme	Método elástico unimodal
3	Método elástico multimodal	Análisis de la historia en el tiempo	Método elástico multimodal	Método elástico multimodal	Método elástico unimodal/Método elástico de carga uniforme	Método elástico multimodal
4	Análisis de la historia en el tiempo	Análisis de la historia en el tiempo	Método elástico multimodal	Método elástico multimodal	Método elástico unimodal/Método elástico de carga uniforme	Método elástico multimodal

El método de análisis sísmico utilizado, está en función de la zona sísmica y de la importancia de los puentes. En la tabla 4.1, se muestra el método de análisis utilizado, según la clasificación de puentes de la AASHTO (2005).

El Departamento del Transporte en California (Caltrans), USA, define como puentes importantes a aquellos que se requieren para proporcionar servicio después de un sismo, en los cuales el tiempo de reparación de su funcionalidad crea un impacto económico importante. Por su parte, los puentes ordinarios no cumplen con los requisitos de puentes importantes. Para puentes ordinarios y con regularidad de rigideces se permite un análisis estático equivalente, con fuerzas en el centro de gravedad total; mientras que, para puentes ordinarios con significativa irregularidad, se recomienda un análisis espectral dinámico.

El Eurocódigo (UNE-ENV 1998-2, *Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes*) también hace una clasificación de puentes, asignando un factor de importancia (γ_i) según su categoría, como, a) superior a la media, cuyo factor de importancia es de $\gamma=1.3$ y comprende puentes de importancia crítica para mantener comunicaciones, especialmente después de un desastre, y, puentes para los cuales la falla se asocia a un gran número de muertes probables, b) inferior a la media ($\gamma=0.7$), a aquellos que no son críticos para las comunicaciones y para los que la probabilidad de superación del evento sísmico no tiene justificación desde el punto de vista económico, y c) media ($\gamma=1.0$), todos los demás. La importancia del puente se representa al multiplicar el espectro de diseño por el factor de importancia correspondiente. El Eurocódigo plantea como métodos de cálculo, el método dinámico lineal, con uso del espectro de respuesta; el método del modo fundamental; y, métodos no lineales, con integración directa de la señal.

La importancia de los puentes y la regularidad estructural son factores primordiales a tomar en cuenta en el análisis sísmico de los mismos. Sin embargo, a pesar de que en los diferentes códigos de diseño existen variaciones en los métodos de análisis sísmicos utilizados, coinciden en el hecho de que análisis rigurosos deben efectuarse en el caso de puentes con irregularidades significativas. En este trabajo se busca evaluar cuánto inciden ciertas condiciones de irregularidad de la subestructura en el comportamiento sísmico de un puente.

Capítulo 5

Métodos de evaluación preliminar

Las evaluaciones preliminares se utilizan para categorizar a un gran número de estructuras de una manera sencilla, con la finalidad de detectar elementos con diferentes grados de daño. Existen varias propuestas de métodos de evaluación preliminar. Normalmente, estos métodos consisten en determinar un índice de vulnerabilidad para cada estructura, el cual se obtiene mediante la selección de parámetros representativos de la respuesta sísmica de puentes y una regla de combinación. Algunos de los métodos de evaluación preliminar por sismo propuestos para puentes se mencionan en este capítulo.

5.1 Método de Kim

El método de Seong Hoon Kim es un procedimiento estadístico de evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes. En la tabla 5.1 se describen los doce parámetros del modelo de Kim (Gómez y Barrera, 2007), con sus respectivas categorías y los pesos de importancia asociados, los cuales definen, de manera subjetiva, la influencia del parámetro en la respuesta sísmica de puentes. Uno de los parámetros que usa es el de la irregularidad de la subestructura, el cual está en función de la altura de las pilas adyacentes y cuyo peso asignado es de 0.278, como se muestra en las celdas coloreadas con gris. Este parámetro se clasifica en cuatro categorías de fragilidad: uno, si la estructura no muestra irregularidad; dos, para puentes cuya diferencia normalizada entre dos pilas es mayor a 1.25; tres, que corresponde a puentes con una diferencia normalizada entre dos pilas adyacentes mayor a 1.25; y cuatro, para puentes con una diferencia normalizada entre pilas adyacentes mayor a 1.5.

A partir de los parámetros del modelo, mostrado en la tabla 5.1, Kim propone dos índices de vulnerabilidad, uno lineal y otro no lineal. El índice de vulnerabilidad lineal ($I.V_{KI}$), ecuación 5.1, es la suma de los valores asignados a cada parámetro, Y_i , por un peso de importancia, W_i , más una constante, c , cuyo valor es de -3.84. El valor de esta constante se obtuvo mediante procedimientos de calibración.

$$I.V_{KI} = \sum_{i=1}^{12} W_i * Y_i + c \quad 5.1$$

Los valores de vulnerabilidad global obtenidos con la ecuación 5.1 son agrupados en cinco categorías, utilizadas para describir cualitativamente la extensión del daño global en el puente. Estas categorías son:

$I.V._{KI}=0$, sin daño.

$I.V._{KI}=1$, daño menor. El daño producido no deteriora directamente la capacidad de apoyo del puente.

$I.V._{KI}=2$, daño moderado. El sismo produce deterioro directo de la capacidad de apoyo del puente.

$I.V._{KI}=3$, daño severo. Este tipo de daño puede producir el colapso de la estructura por daños en los elementos de la subestructura.

$I.V._{KI}=4$, Colapso de la estructura.

Tabla 5.1 Parámetros del método de Kim

PARÁMETRO	CATEGORÍA	PESO (W)
Y_1 Aceleración máxima del suelo	1: $amax < 0.1g$; 2: $0.1g < amax < 0.2g$; 3: $0.2g < amax < 0.3g$; 4: $amax > 0.3g$	0.141
Y_2 Reglamento de diseño	1: 1981; 2: 1972-1980; 3: 1940-1971; 4: < 1940	0.456
Y_3 Tipo de superestructura	1: en suspensión, colgante o de claro único; 2: arcos, vigas monolíticas o armaduras; 3: vigas continuas y armaduras; 4: vigas simplemente apoyadas y armaduras, claros múltiples	0.114
Y_4 Forma de la superestructura	1: recto; 2: esviaje de 20 a 45° o curvatura entre 40 y 90°; 3: esviaje de 45 a 60° o curvatura entre 90 y 180°; 4: esviaje mayor a 60° o curvatura mayor a 180°	0.437
Y_5 Articulaciones internas	1: ninguna; 2: sí, con retensores o longitud de apoyo mayor a 12"; 3: sí, con longitud de apoyo entre 6" y 12"; 4: sí, con longitud de apoyo menor a 6"	0.089
Y_6 Tipo de pila	1: pilas de ejes múltiples o monolíticas; 2: pilas de ejes múltiples articuladas; 3: pilas monolíticas simples; 4: pilas simples articuladas	0.029
Y_7 Tipo de cimentación	1: zapatas aisladas; 2: cimentación continua; 3: cimentación con pilotes; 4: ejes de pilas	0.024
Y_8 Material de la subestructura	1: acero; 2: concreto dúctil; 3: concreto no dúctil; 4: madera o mampostería	0.034
Y_9 Irregularidad estructural	1: ninguna; 2: altura de dos pilas \neq más de 1.25 veces; 3: altura de dos pilas adyacentes \neq más de 1.25 veces; 4: altura de dos pilas adyacentes \neq más de 1.5 veces	0.278
Y_{10} Condiciones de suelo	1, 2, 3 o 4 conforme a los tipos de suelo definidos en el reglamento	0.188
Y_{11} Potencial de licuación	1: $LSI^* < 5$; 2: $5 < LSI < 25$; 3: $25 < LSI < 100$; 4: $LSI > 100$	0.932
Y_{12} Longitud de apoyo	1: buena; 2: escasa; 3: pobre; 4: muy pobre	0.512

*LSI = factor que caracteriza el efecto del potencial de licuación conforme al procedimiento de Youd y Perkins.

El segundo modelo de Kim se basa en la ecuación 5.2, en la que se observa la importancia asignada al parámetro Y_1 , que caracteriza la peligrosidad del sitio de localización de la estructura.

$$I.V._{K2} = Y_1 * \left(\sum_{i=1}^{12} W_i * Y_i \right) \quad 5.2$$

Los índices de vulnerabilidad, de la misma manera que en el modelo lineal, son asignados a variables cualitativas, definidos como:

Daño menor, si $I.V._{K2} < 1.5$

Daño moderado, para $1.5 \leq I.V._{K2} < 2.5$

Daño mayor, para $I.V._{K2} \geq 2.5$

5.2 Método de Pezeshk *et al.*

Otro método es el propuesto por Pezeshk *et al.* (Gómez y Barrera, 2007). Este método considera trece parámetros que se agrupan en tres categorías; características estructurales, características de cimentación y sitio e importancia del puente. En la tabla 5.2 se muestran los parámetros utilizados y las diferentes categorías de vulnerabilidad asignadas conforme a este método. Uno de los parámetros con que define la irregularidad es la altura de las pilas, clasificada en dos categorías como se indica en la fila con fondo gris de la tabla 5.2. Estas categorías son: pilas con altura menor a 5 m, cuyo peso de importancia es 0, y pilas con altura mayor a 5 m, con un peso de 5.

Tabla 5.2 Parámetros del método de Pezeshk *et al.*

PARÁMETRO	CATEGORÍA	VALOR
a) Características estructurales		
Y ₁ Superestructura	discontinua	5
	continua	0
Y ₂ No. juntas de expansión	no existen	3
	hay dos o tres	4
	hay cuatro o más	5
Y ₃ Tipo de apoyo	deslizante	0
	elastómero	3
	de rolado	4
	rígido	5
Y ₄ Alineamiento	conforme al ángulo de esviaje	1-5
Y ₅ Año de construcción	dependiendo del código	1-10
	código actual	0
Y ₆ Clasificación	irregular	5
	regular	0
Y ₇ Altura de pilas	pilas con alturas < 5 m	0
	pilas con alturas > 5 m	5
Y ₈ Longitud de soporte	longitud ≤ Nd	0
	longitud > Nd	5
b) Características de cimentación y sitio		
Y ₉ Perfil del suelo	dependiendo	1-10
Y ₁₀ Potencial de licuación	nula susceptibilidad	0
	moderada susceptibilidad	5
	gran susceptibilidad	10
Y ₁₁ Altura de estribo	entre 0 y 4.6 m	0
	entre 4.6 y 9.1 m	5
	mayor a 9.1 m	10
c) Importancia del puente como línea vital		
Y ₁₂ Tráfico diario promedio	menor a 2000 vehículos	0
	entre 2000 y 10000 vehículos	5
	más de 10000 vehículos	10
Y ₁₃ Longitud de retorno	menor a 2 millas	0
	entre 2 y 4 millas	5
	más de 4 millas	10

Como valor único, representativo de la fragilidad de total del puente, se define a la suma de los valores de la categoría asignada a cada parámetro, como se muestra en la ecuación 5.3.

$$I.V._p = \sum_{i=1}^{13} Y_i \quad 5.3$$

5.3 Método de Maldonado *et al.*

El método de Maldonado *et al.*, al igual que los métodos anteriores, define una serie de parámetros de análisis, pero clasificados en cuatro categorías de fragilidad A, B, C, D, siendo la categoría D la más vulnerable. Los parámetros de análisis del modelo se agrupan en 19 variables, que se muestran en la tabla 5.3 (Gómez, 2002).

A partir de estos 19 parámetros, el índice de vulnerabilidad propuesto por Maldonado *et al.* se define como se muestra en la ecuación 5.4.

$$I.V.M = \frac{\sum_{i=1}^{19} W_i * Y_i}{\sum_{i=1}^{19} W_i} \quad 5.4$$

donde Y_i es el valor asignado a cada parámetro y W_i es el peso asociado al parámetro i .

La irregularidad de pilas de puentes se destaca en el parámetro Y_9 , como irregularidad longitudinal, y se clasifica en cuatro categorías, A, a puentes sin pilas; B, puentes con alturas de dos pilas diferentes en más de 1.25 veces; C, puentes con alturas de dos pilas juntas diferentes en más de 1.25 veces; y, D, puentes con alturas de dos pilas juntas diferentes en más de 1.5 veces.

El método de Maldonado *et al.* no da un solo valor de fragilidad, sino que considera que su calidad es calificada mediante una función llamada *función de pertenencia*. Para la construcción de estas funciones se aprovechó información de encuestas a expertos y la matemática difusa. En este caso, las variables lingüísticas seleccionadas para calificar el grado de vulnerabilidad de cada categoría fueron: nada, poco, medianamente, muy y absolutamente vulnerable, con valores numéricos asociados de 0, 3, 5, 7 y 9, respectivamente. Normalizando el número de respuestas de cada valor numérico entre el número de encuestas respectivas e interpolando, se construyeron curvas de variación de los valores de vulnerabilidad de cada categoría, las cuales se definen como funciones de pertenencia (Gómez, 2002).

5.4 Método de Kawashima *et al.*

El método de Kawashima *et al.* (1990) es un método de inspección que permite valorar la vulnerabilidad sísmica de un número determinado de puentes. Los parámetros que definen la susceptibilidad sísmica son quince (tabla 5.4), entre los cuales se destacan los siguientes factores: intensidad del movimiento del terreno, propiedades de la superestructura y subestructura, dispositivos para prevenir el colapso de la superestructura, y condiciones de sitio. La irregularidad también es evaluada con la altura de pilas, con tres categorías; el peso de importancia se evalúa en función del intervalo de daño sísmico observado. Las categorías en que se divide son: altura de pilas menor a 5 m, con un peso de 1; altura de pilas mayor a 5 m pero menor a 10 m, cuyo peso es de 1.5; y, altura de pilas mayor a 10 m, con peso correspondiente a 2.

Tabla 5.3 Parámetros del método de Maldonado et al.

PARÁMETRO	CATEGORÍA
Y ₁ Código de diseño	A: después de 1995 B: entre 1975 y 1994 C: entre 1968 y 1974 D: antes de 1968
Y ₂ Tipo de superestructura	A: suspendidos, atirantados, un solo claro B: con marcos o arcos de dos o más claros C: simplemente apoyados con más de dos claros
Y ₃ Forma de la superestructura	A: rectos B: con ángulo de esviaje <20° C: con ángulo de esviaje entre 20° y 45° D: curvos o con ángulos de esviaje > 45°
Y ₄ Articulaciones internas	A: puentes sin articulaciones internas B: con articulaciones y con $LS > Nd$ C: con articulaciones y $0.5Nd \leq LS \leq Nd$ D: con articulaciones y $LS < Nd$
Y ₅ Material en superestructura	A: acero B: concreto armado o pretensado C: madera D: mampostería u otros
Y ₆ Tipo de pila	A: sin pilas o pilas marco B: pilas, pilotes C: pilas multicolumnas D: pilas simples, martillo o mal concebidas
Y ₇ Tipo de cimentación	A: tipo pilas, pilotes B: pilotes C: superficial con pilas de ejes múltiples D: superficial con pilas de eje único
Y ₈ Material en pilas	A: acero B: concreto armado o pretensado C: madera D: mampostería u otros materiales
Y ₉ Irregularidad longitudinal	A: puentes sin pilas B: altura de pilas \neq más de 1.25 veces C: altura de dos pilas juntas \neq más de 1.25 veces D: altura de dos pilas juntas \neq más de 1.5
Y ₁₀ Longitud de apoyo en pilas	A: $LS > 1.5Nd$ B: $Nd < LS < 1.5Nd$ C: $0.5Nd < LS < Nd$ D: $LS < 0.5Nd$
Y ₁₁ Tipo de suelo	A: roca B: suelo granular denso, arcillas preconsolidadas C: arenas de densidad medias D: arcilla media a blanda
Y ₁₂ Tipo de estribo	A: cerrados con muro frontal y/o contrafuerte B: abiertos C: de tierra armada D: flotante cimentado sobre terraplén
Y ₁₃ Longitud de apoyo en estribos	A: sin articulaciones B: con articulaciones y con $LS > Nd$ C: con articulaciones y $0.5Nd < LS < Nd$ D: con articulaciones y $LS < Nd$ en algún caso
Y ₁₄ Tipo de apoyo	A: con disipadores o aislamiento sísmico B: elastómeros C: de rodillo D: metálicos, articulaciones de concreto
Y ₁₅ Estado de conservación	A: buen estado de conservación B: aparente buen estado de conservación C: duda razonable del estado de conservación D: mal estado de conservación
Y ₁₆ Procedimiento constructivo del tablero	A: concreto "in situ" B: vigas prefabricadas C: dovelas prefabricadas con junta epóxica D: dovelas prefabricadas con junta seca
Y ₁₇ Procedimiento constructivo de pilas	A: concreto "in situ" B: prefabricadas de una pieza C: dovelas prefabricadas
Y ₁₈ Potencial de licuefacción	A: no tiene potencial de licuefacción B: no se conoce el potencial de licuefacción C: el suelo tiene potencial de licuefacción D: pila simple, martillo o mal concebidas
Y ₁₉ Elementos no estructurales	A: no existen elementos o no afectan B: existen pero no se sabe si afectan C: existen elementos y afectan
LS= longitud de soporte real, Nd= longitud de soporte de referencia	

Tabla 5.4 Parámetros del método de Kawashima et al.

PUNTO DE INSPECCIÓN		FACTORES DE INSPECCIÓN	CATEGORÍA
Inspección para la vulnerabilidad a desarrollar deformación excesiva	Formato de inspección (A) Inspección para deformación de superestructura	1. Especificaciones de diseño	4.0: 1926/1939 2.0: 1956/1964 1.0:1971/1980
		2. Tipo de superestructura	3.0: Viga tipo Gerber o Simplemente apoyada con dos claros o más 1.5: Viga simplemente apoyada o continua con dos claros o más 1.0: Vigas tipo arco, continuo (un claro), puente atirantado, puente en suspensión
		3. Forma de la superestructura	1.2: Puente con sesgo o curvo 1.0: Puente recto
		4. Materiales de superestructura	1.2: Concreto Reforzado/Concreto Presforzado 1.0: Acero
		5. Gradiente	1.2: 6%/creciente 1.0: Menor que 6%
		6. Dispositivo de prevención o falla	2.0: Ninguno 1.0: Un dispositivo
		$P_A=1 \times 2 \times 3 \times 4 \times 5 \times 6$	$P_A=$
	Formato de inspección (B) Inspección para deformación de subestructura	7. Tipo de subestructura	2.0: Cimentación con pilas en línea 1.0: Otros
		8. Altura de la pila	2.0: $H \geq 10$ m 1.5: $5 \leq H < 10$ m 1.0: $H < 5$ m
		9. Condiciones del suelo	5.0: Extremadamente suave en grupo 4 2.5: Grupo 4 2.0: Grupo 3 1.2: Grupo 2 1.0: Grupo 1
		10. Efectos de licuefacción	2.0: Licuable 1.0: Suelo no licuable
		11. Condición de soporte del suelo	1.2: Irregular 1.0: Casi uniforme
		12. Socavación	1.5: Reconocida 1.0: Ninguna
		$P_B=7 \times 8 \times 9 \times 10 \times 11 \times 12$	$P_B=$
Inspección para la vulnerabilidad a desarrollar falla debido a inadecuada resistencia de la subestructura	Formato de inspección (C) Inspección para resistencia de pilas de concreto reforzado	13. Relación de claro de cortante (h/D)	2.0: $1 < h/D < 4$ 1.0: $h/D \geq 4$ 0.5: $h/D \leq 1$
		14. Grietas a tensión en Flexión en un punto determinado del refuerzo principal	2.0: Ocurrirán grietas 1.0: Probablemente ocurrirán grietas 0.5: No ocurrirán grietas
		15. Factor de seguridad para la resistencia a fluencia en una sección determinada del refuerzo principal (15-1): S_{fn} (15-2): S_{mn}	(15-1): S_{fn} 3.0: $S_{fn} \leq 1.1$ 2.0: $1.1 < S_{fn} < 1.5$ 0.5: $S_{fn} \geq 1.5$ (15-2): S_{mn} 3.0: $S_{mn} \leq 1.1$ 2.0: $1.1 < S_{mn} < 1.3$ 1.0: $1.3 < S_{mn} < 1.5$ 0.5: $S_{mn} \geq 1.5$
		16. Esfuerzo cortante σ (ft/m ²)	3.0: $\sigma \geq 45$ 2.0: $30 \leq \sigma < 45$ 1.0: $15 \leq \sigma < 30$ 0.5: $\sigma < 15$
		$P_C=13 \times 14 \times (15-1) \times (15-2) \times 16$	$P_C=$
		Formato de inspección (D) Inspección para resistencia de la subestructura	17. Falla de soportes empotrados y proximidades
	18. Daño extraordinario de pilas		5.0: Daño extenso 2.0: Daño pequeño 1.0: Ninguno
	19. Materiales de subestructura		2.0: Concreto anterior a 1926 excepto para estribos tipo-gravedad 1.0: Otros
	20. Método de construcción de la cimentación		2.0: Pila de madera, mampostería, ladrillo, otros métodos viejos de construcción 1.5: Pilas de concreto reforzado, pilas soportadas por dos cajones independientes 1.0: Cimentaciones diseñadas por especificaciones de 1971 y otras especificaciones recientes
	21. Tipo de cimentación		1.5 Marco de concreto reforzado soportado por dos cajones independientes de cimentación 1.0: Otros
	22. Falla extraordinaria de cimentación		2.0: Reconocida 1.0: Ninguna
	$P_D=17 \times 18 \times 19 \times 20 \times 21 \times 22$		$P_D=$
	Evaluación de deformación y resistencia		$*X=P_A \times P_B$ y $Y=P_C \times P_D$

*X= Vulnerabilidad para excesiva deformación; Y=Vulnerabilidad para falla de subestructura

5.5 Método de SIPUMEX

En México se usa un programa de gestión de puentes denominado SIPUMEX (Gómez *et al.*, 2008), el cual se basa en la evaluación de los puentes carreteros que realiza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Este procedimiento busca programar de manera oportuna estrategias de rehabilitación de estructuras con daño importante.

El método se divide en dos etapas, la primera consiste en una evaluación subjetiva en función de la cuantificación de diferentes parámetros, entre ellos: estribos, pilas, apoyos, losas, y puente en general. Cada uno de estos parámetros es calificado tomando en cuenta aspectos como: tráfico diario promedio, el porcentaje de agrietamiento, disgregación, desconchamiento, corrosión y oxidación de los elementos estructurales e inclinación de los elementos de la subestructura. A cada parámetro se le asigna una calificación que va de cero (puentes que no requieren atención) a cinco (condición crítica de los puentes que requieren atención en el año en curso o en el siguiente), de acuerdo al grado de atención que requiere, y como se presenta en la tabla 5.5, los índices 1, 2, 3, 4 y 5 son considerados para no vulnerable, ligeramente vulnerable, moderadamente vulnerable, vulnerable y muy vulnerable, respectivamente. La irregularidad de la subestructura se evalúa registrando el daño en sus elementos y su tipología.

Tabla 5.5 Calificación cualitativa del método aplicado por la SCT

IVSCT	CALIFICACIÓN CUALITATIVA
0	Puente recientemente construido o reparado. Sin problemas
1	Puente en buen estado. No requiere atención
2	Estructuras con problemas menores, plazo de atención indefinido
3	Daño significativo, reparación necesaria en un plazo de 3 a 5 años
4	Daño grave, reparación necesaria en un plazo de 1 a 2 años
5	Daño extremo o riesgo de falla total. Se requiere reparación inmediata o a la brevedad posible

Tabla 5.6 Parámetros del método de SIPUMEX modificado

PARÁMETRO	CATEGORÍA	PESO (W)
Y ₁ Año de construcción	1: >1993; 2: 1985-1993; 3: 1977-1985; 4: 1959-1977; 5: 1959<	0.1154
Y ₂ Irregularidad en subestructura	1: ninguna; 3: altura de pilas \neq 1.5 a 2 veces; 5: altura de pilas \neq 5 veces	0.1154
Y ₃ Irregularidad en superestructura	1: esviaje: $<10^\circ$ 2: esviaje: $10^\circ \leq \alpha < 30^\circ$ 3: esviaje: $30^\circ \leq \alpha < 45^\circ$ 5: esviaje: $>45^\circ$	0.1154
Y ₄ Cimentación	1: roca 3: arcilla 5: granular	0.1154
Y ₅ Importancia del puente	1: camino tipo D 2: camino tipo C 3: camino tipo B 5: camino tipo A	0.0962
Y ₆ Peligro sísmico	1: zona A 2: zona B 4: zona C 5: zona D	0.1346
Y ₇ Articulaciones	1: número de claros <1 2: número de claros entre 2-3 3: número de claros entre 4-5 5: número de claros >5	0.0192
Y ₈ Tipo de estribos	1: con muro de ala de concreto 2: con muro de concreto/mampostería 3: pilas con cabezal de concreto 4: pilas con cabezal de mampostería 5: mampostería no monolítica o cimentadas sobre terraplén	0.0384
Y ₉ Tipo de pilas	1: pilas sólidas de concreto 2: pilas sólidas de mampostería 3: columna simple tipo martillo 4: columna simple 5: otras	0.0769
Y ₁₀ Tipo de apoyos	1: apoyo deslizante 2: apoyo de neopreno 4: apoyo de acero 5: placas de acero	0.0769
Y ₁₁ Tipo de superestructura	1: claro único 2: tableros monolíticos 3: tableros continuos 4: tableros simplemente apoyados 5: multi-claros	0.0769
Y ₁₂ Estado de conservación	1: mantenimiento <5 años 3: mantenimiento >5 años 5: sin mantenimiento	0.0577

Gómez y Barrera (2007), realizaron una modificación del método del SIPUMEX, para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los puentes carreteros de México, como se muestra en la tabla 5.6, los valores de fragilidad de las categorías se limitaron entre cero y cinco, conforme el formato del SIPUMEX. El índice de vulnerabilidad del método modificado se define por la ecuación 5.5.

$$I.V._{MG} = \sum_{i=1}^{12} Y_i * W_i \quad 5.5$$

Para una base de 79 puentes ubicados en la Costa del Pacífico Mexicano, Gómez y Barrera (2007) aplicaron dos métodos de evaluación sísmica preliminar, el método de Kim y el de SIPUMEX modificado. Los resultados indican clasificación de condiciones actuales diferentes, esto es, cualitativamente no se asignaron los mismos niveles de daño al grupo de estructuras seleccionadas. La variación se debe a que los métodos preliminares se basan en opiniones subjetivas, con diferentes formas de evaluación y pesos de importancia.

En el caso de la evaluación del parámetro de la irregularidad en alturas de pilas, el método de Pezeshk *et al.* otorga a éste un peso máximo de 5; sin embargo, el peso máximo que se puede asignar a un parámetro es de 10. Mientras que, el método de Kawashima *et al.* asigna a este parámetro un peso máximo de 2, en tanto que, el peso máximo asignado es de 5. De ahí podemos concluir, que el método de Pezeshk considera a éste parámetro más importante que el método de Kawashima *et al.*, ocasionando diferentes resultados en el índice de vulnerabilidad en ambos métodos.

Como se ha mencionado anteriormente, los métodos de evaluación preliminar son basados en estimaciones subjetivas. También, algunos de los métodos propuestos consideran la irregularidad de la subestructura como un parámetro importante, y por ello es necesario realizar estudios paramétricos que sustenten los valores que se incluyen en los procedimientos de evaluación preliminar.

Capítulo 6

Análisis elástico lineal

6.1 Análisis elástico lineal

Las herramientas de análisis proporcionan el proceso numérico matemático para extraer las cantidades de respuesta de los modelos propuestos. A continuación se describen brevemente dos métodos de análisis: análisis espectral y análisis paso a paso.

6.1.1 Análisis espectral de la respuesta

Análisis modal espectral, es una herramienta de análisis para determinar cantidades máximas de respuesta del espectro del movimiento del terreno. Para el diseño sísmico de puentes y otras estructuras es común que no se necesite la historia completa de las respuestas; comúnmente, basta conocer los valores máximos de las mismas. La respuesta máxima en cada modo de vibración puede ser calculada usando un sistema generalizado de un solo grado de libertad. La respuesta máxima en cada modo individual se puede calcular directamente con el espectro de respuesta sísmico, y los máximos modales se pueden combinar para obtener estimaciones de la respuesta máxima total (Tedesco, 1999). En el análisis se debe incluir un número suficiente de modos, para asegurar que la masa efectiva incluida en el modelo sea de al menos el 90% de la masa total de la estructura. Usualmente, esto se puede verificar mediante la investigación de los factores de participación modal en el análisis. Adicionalmente, se debe confirmar que todas las partes de la estructura estén incluidas en la respuesta (Gómez, 2008).

Los modelos de análisis usados para análisis modal espectral son sistemas elásticos lineales, basados en las propiedades de rigidez efectiva y relaciones de amortiguamiento efectivo. Con estos requerimientos, los análisis de espectro de respuesta pueden desarrollarse para: a) sistemas de puentes que se espera se comporten dentro del rango elástico lineal, basado en el agrietamiento o en las propiedades de rigidez efectiva; y, b) respuesta inelástica de sistemas de puentes en los que es posible desacoplar por linealización la ecuación de movimiento.

6.1.2 Análisis de la historia en el tiempo

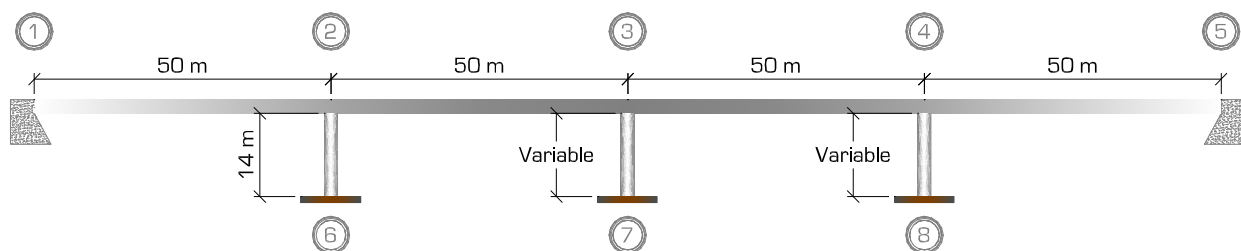
En el análisis paso a paso se requiere una descripción detallada de la variación con el tiempo de las aceleraciones del terreno en todos los apoyos. Este tipo de análisis es usado en el análisis sísmico de puentes para proporcionar la cuantificación de la respuesta para el sismo de entrada en forma de historia en el tiempo de desplazamientos y elementos mecánicos. Para el análisis de modelos de puentes son disponibles tres herramientas de análisis: a) integración paso a paso en el dominio del tiempo, b) superposición de formas modales normalizadas en el dominio del tiempo, y c) evaluación de las contribuciones de la respuesta dependiente de la frecuencia con transformación a una superposición en el dominio del tiempo (Priestley *et al.*, 1996). Para fines de este proyecto se realizó un análisis de la historia en el tiempo con integración paso a paso en el dominio del tiempo. Este es el enfoque más general y estudia la respuesta dinámica de la estructura en una secuencia de pulsos de fuerzas dependientes del tiempo o integración por paso. Se usó este tipo de análisis para tener una mejor comprensión del comportamiento del puente en estudio, aunque se graficaron únicamente las respuestas máximas en desplazamientos y elementos mecánicos.

6.2 Metodología

Se realizó un análisis elástico lineal de la historia en el tiempo de diferentes modelos de puentes con subestructuras regulares e irregulares, para una base de sismos característicos en la Costa del Pacífico Mexicano, una de las zonas de mayor sismicidad del país. De éstos análisis se determinan respuestas máximas en desplazamientos y elementos mecánicos para todos los modelos. Las respuestas máximas de modelos regulares e irregulares son comparadas y su diferencia normalizada es registrada. También, se obtuvieron estadísticas de los resultados para clarificar la influencia de la irregularidad en la subestructura. En las secciones de este capítulo se comenta con detalle los pasos de esta metodología.

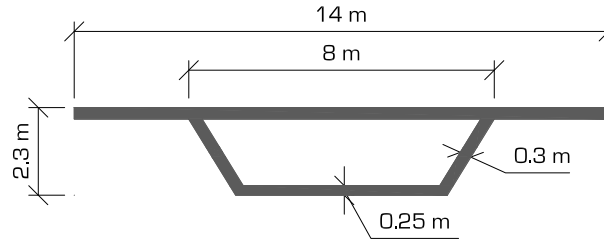
6.2.1 Modelo de Análisis

El grado de refinamiento que se necesita en el modelado de un puente depende de la complejidad del mismo. El objetivo principal es crear un modelo que incluya las características dinámicas esenciales del puente, tal que, el modelo reproduzca resultados generales realistas. Para los análisis dinámicos elásticos se utilizó como herramienta de cálculo el programa SAP2000 versión 11. Se elaboró un modelo de puente tomado de la literatura (Priestley *et al.*, 1996), el cual es una estructura de claros iguales de 50 metros, simétrico, con dos estribos e, inicialmente, tres pilas de altura constante de 14 metros cada una. En la figura 6.1, se presenta la geometría del puente base regular.

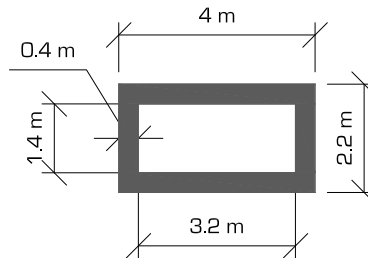


6.1 Geometría del puente en estudio

Las pilas tienen secciones transversales idénticas, e igual resistencia en términos de fuerza lateral. El puente de análisis tiene pilas con sección transversal rectangular hueca, y el tablero se compone de una sección cajón unicelular; en las figuras 6.2a y 6.2b se muestran las características de las secciones del tablero y pilas, respectivamente.



a) Sección transversal del tablero



b) Sección transversal de la pila

Figura 6.2 Características de las secciones transversales del tablero y pilas.

En los modelos planteados, las pilas son consideradas empotradas en la base, como se muestra en la figura 6.3. Se colocaron resortes en los extremos del tablero para modelar las rigideces en los estribos (figura 6.3), utilizando un valor estimado de rigidez inicial, basado en las ecuaciones de rigidez mostradas en Priestley *et al.* (1996). Para la dirección vertical los estribos se consideraron infinitamente rígidos, mientras que, en las direcciones longitudinal y transversal, se colocó una rigidez que permite desplazamientos en ambas direcciones.

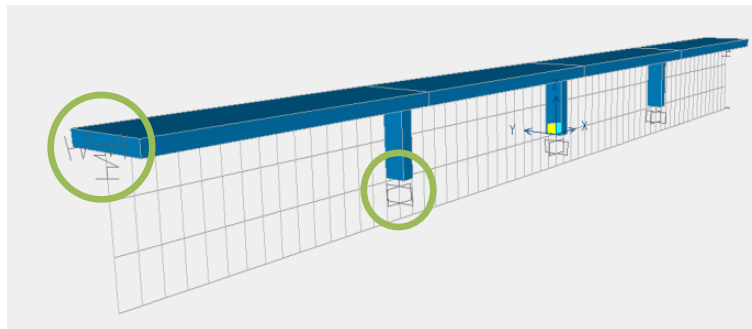


Figura 6.3 Pilas empotradas y estribos modelados con resortes.

Para considerar la unión entre el tablero y las pilas se plantearon tres modelos: monolítico, continuo y simplemente apoyado. Estos tres modelos cubren las tipologías más comunes de puentes carreteros. Para modelar la conexión monolítica, la unión entre superestructura y subestructura se consideró rígida, tal

como se muestra en la figura 6.4. Por su parte, para modelar la conexión de puente continuo, se considera que el tablero puede girar sobre las pilas, por lo que se libera la restricción a momento en el sentido longitudinal del puente (figura 6.5). Finalmente, para modelar la conexión del puente simplemente apoyado, se considera que sobre la pila y los estribos existe una longitud de apoyo, sobre la cual los tableros pueden desplazarse, y se asume que cada tablero tiene un extremo con una articulación fija y el otro una articulación tipo rodillo; para la primera, se liberó la restricción a rotar en el sentido longitudinal y para la segunda, se liberó la restricción a rotar en dirección longitudinal, además de liberar la restricción a traslación en el sentido longitudinal, como se muestra en la figura 6.6.

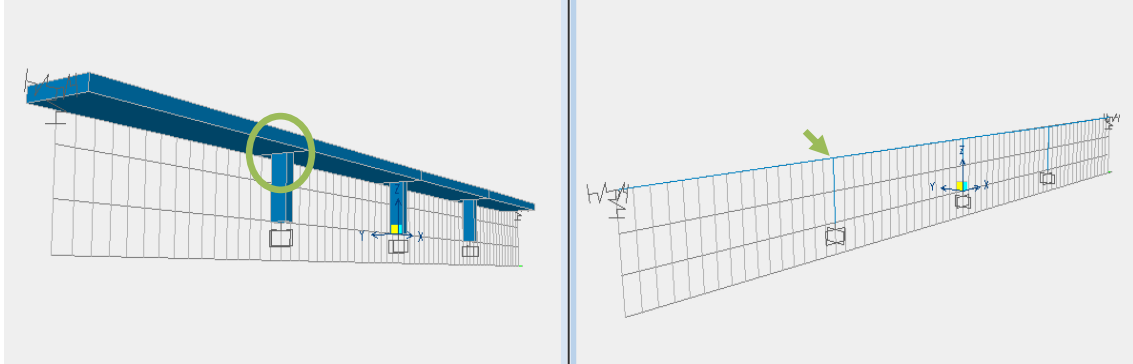


Figura 6.4 Conexión de puente monolítico.

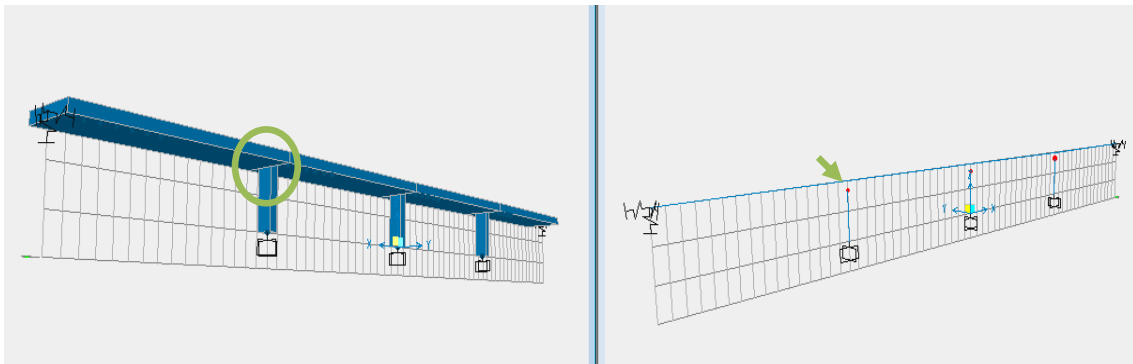


Figura 6.5 Conexión de puente continuo.

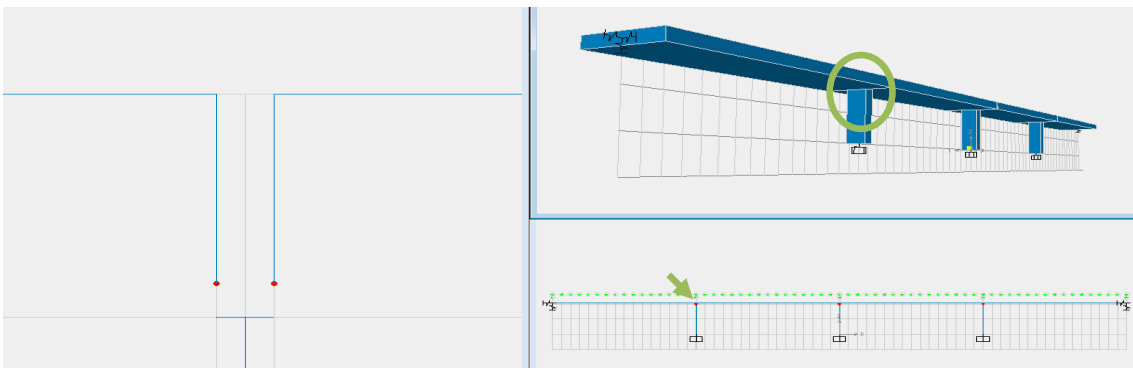
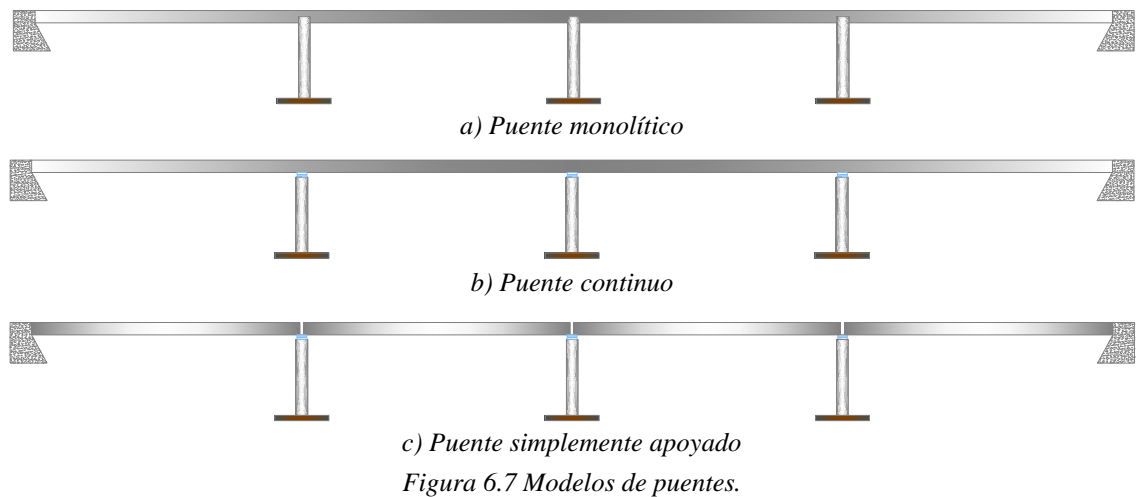


Figura 6.6 Conexión de puente simplemente apoyado.

La figura 6.7, muestra una representación de los tres modelos de puentes con las condiciones de apoyo correspondientes a: puente monolítico, puente continuo y puente simplemente apoyado.



En los modelos considerados, las alturas de la pila central y una extrema se modificaron, variando su longitud durante el análisis, para obtener la respuesta máxima en desplazamientos de cada uno de los modelos. En la figura 6.8, se muestra el modelo regular, mientras que, las variaciones consideradas para cada modelo irregular se muestran en la tabla 6.1 y en las figuras 6.9 a 6.20.

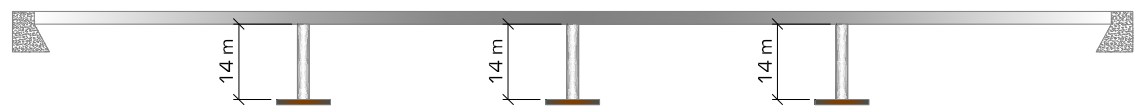


Figura 6.8 Modelo regular.

Tabla 6.1 Variaciones

VARIACIÓN	MODELOS: MONOLÍTICO, CONTINUO Y SIMPLEMENTE APOYADO
1	Aumentar la pila central en un 25%
2	Aumentar la pila central en un 50%
3	Aumentar la pila central en un 75%
4	Disminuir la pila central en un 25%
5	Disminuir la pila central en un 50%
6	Disminuir la pila central en un 75%
7	Aumentar la pila adyacente en un 25%
8	Aumentar la pila adyacente en un 50%
9	Aumentar la pila adyacente en un 75%
10	Disminuir la pila adyacente en un 25%
11	Disminuir la pila adyacente en un 50%
12	Disminuir la pila adyacente en un 75%



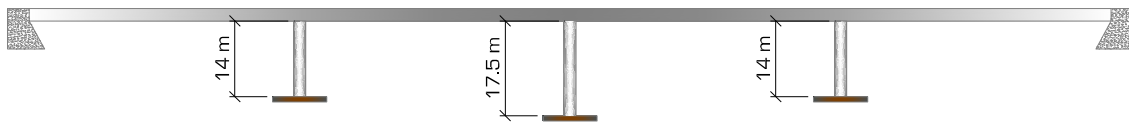


Figura 6.9 Pila central aumentada en un 25%.

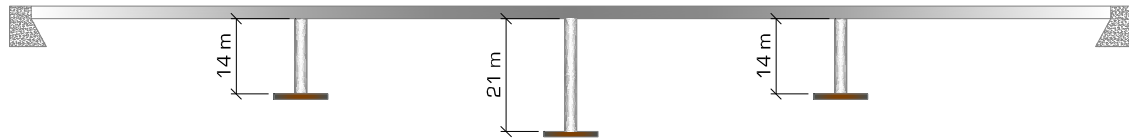


Figura 6.10 Pila central aumentada en un 50%.

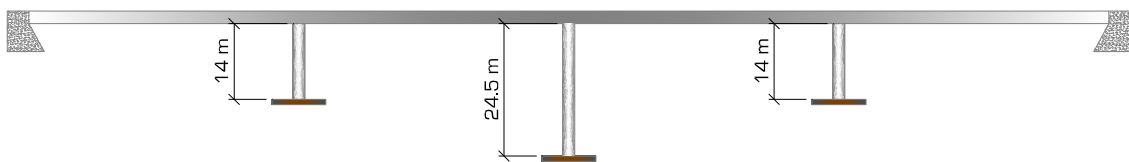


Figura 6.11 Pila central aumentada en un 75%.

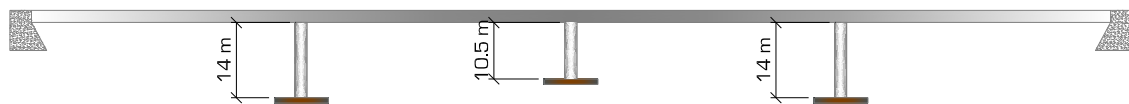


Figura 6.12 Pila central disminuida en un 25%.

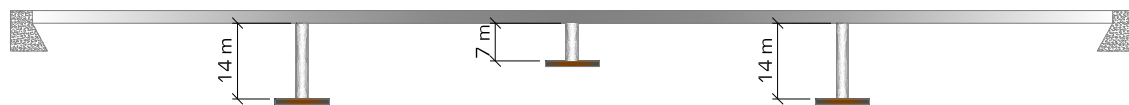


Figura 6.13 Pila central disminuida en un 50%.

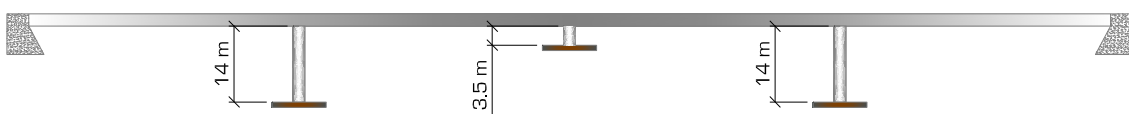


Figura 6.14 Pila central disminuida en un 75%.

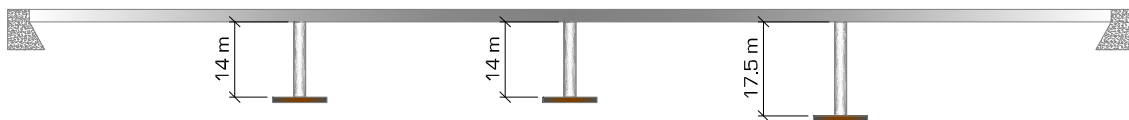
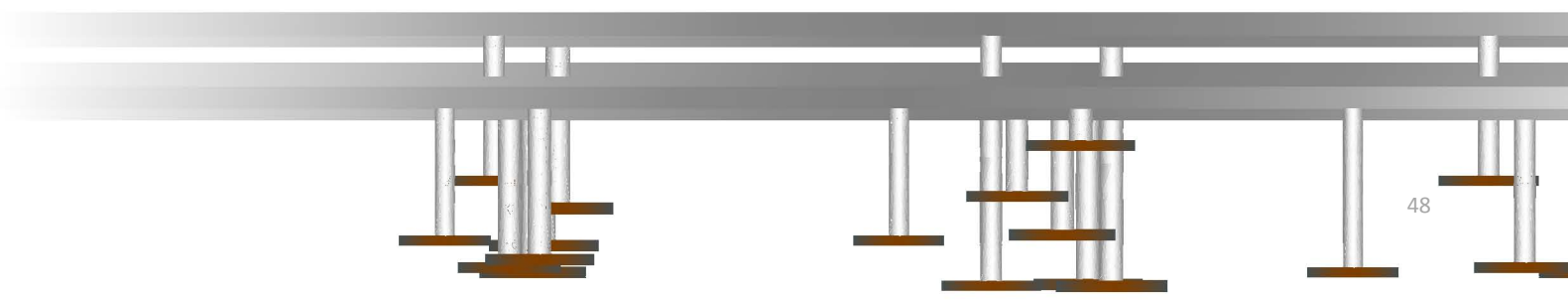


Figura 6.15 Pila adyacente aumentada en un 25%.



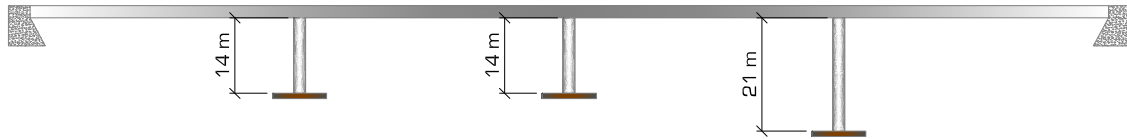


Figura 6.16 Pila adyacente aumentada en un 50%.

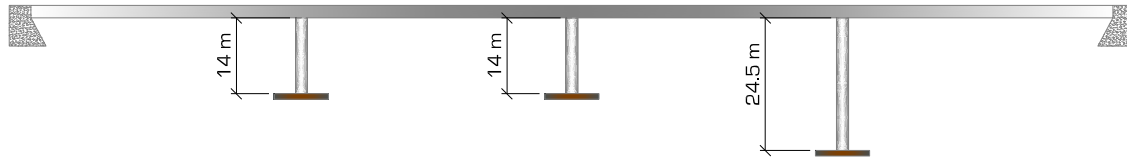


Figura 6.17 Pila adyacente aumentada en un 75%.

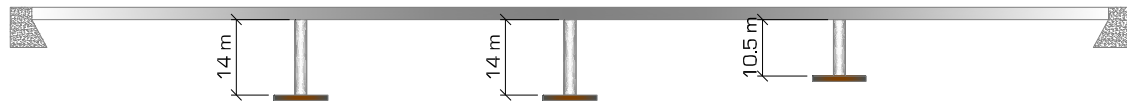


Figura 6.18 Pila adyacente disminuida en un 25%.



Figura 6.19 Pila adyacente disminuida en un 50%.

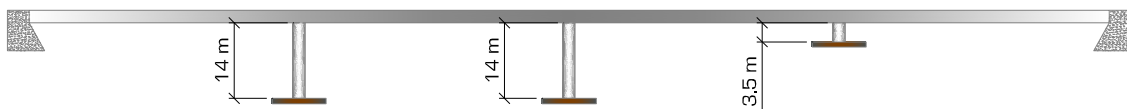


Figura 6.20 Pila adyacente disminuida en un 75%.

6.2.2 Registros sísmicos

Los análisis se realizaron con una base de 53 sismos (Tabla 6.2) obtenida de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (Base Nacional de datos de sismos fuertes, 1960-1999), con acelerogramas registrados en la Costa del Pacífico, específicamente en los estados de Michoacán, Colima y Guerrero. Estos son estados de la República Mexicana en donde se tiene un monitoreo constante y actividad sísmica importante. Cada acelerograma está compuesto por tres canales, uno vertical y dos horizontales. De los dos últimos se tomó el de aceleración máxima para la excitación en la dirección transversal del puente, ya que es la condición más desfavorable. Los sismos fueron filtrados y corregidos por línea base. Su selección se basó en valores máximos de aceleración, velocidad o desplazamiento y en la magnitud del sismo. En la tabla 6.2 se destacan para cada sismo usado la estación, fecha del sismo, tipo de suelo, tipo de falla, profundidad focal, distancia epicentral, intervalo de tiempo de muestreo, la magnitud y las aceleraciones máximas del terreno en los tres canales. Los espectros de respuesta elásticos para cada acelerograma en la dirección utilizada se encuentran graficados en el Anexo 1 de este trabajo.

Tabla 6.2 Registros sísmicos

ESTACIÓN			CLAVE DE LA ESTACIÓN	FECHA DEL SISMO	TIPO DE SUELO	TIPO DE FALLA	PROFUNDIDAD FOCAL (km)	DISTANCIA EPICENTRAL R(km)	INTERVALO DE MUESTREO	MAGNITUD				$a_{\text{máx}}$ (cm/s ²)		
										Mc	Mb	Me	Ms	canal 1	canal 2	canal 3
ACELEROGRAMAS DE COLIMA Y GUERRERO	1	Manzanillo	MZ01	09/10/1995	Suelo sedimentario	Inversa	5	51.34	0.01	6.5	7.3	7.5	N00E 387.62	V 302.86	N90E 387.13	
	2	Manzanillo	MZ01	09/10/1995	Suelo sedimentario	Inversa	5	51.34	0.01	7.5	6.5	7.3	N00E 9.25	V 2.55	N90E 8.93	
	3	Manzanillo	MZ01	09/10/1995	Suelo sedimentario	Inversa	5	51.34	0.01	7.5	6.5	7.3	N00E 7.00	V 3.00	N90E 4.92	
	4	Manzanillo	MZ01	09/10/1995	Suelo sedimentario	Inversa	5	51.34	0.01	7.5	6.5	7.3	N00E 9.28	V 3.77	N90E 10.18	
	5	Manzanillo	MZ01	12/10/1995	Suelo sedimentario	Inversa	11	125.44	0.01	5.5	5.5	6.1	N00E 111.67	V 45.49	N90E 117.75	
	6	Manzanillo	MZ01	06/10/1995	Suelo sedimentario	Normal	137	78.03	0.01	5.2	5.1	5.3	N00E 106.34	V 67.02	N90E 183.21	
	7	Zihuatanejo	AZIH	28/09/1985	Roca	Inversa	10	38.64	0.01	4.5	5.1	5	V -4.47	N90W -8.25	S00E 6.12	
	8	Papanao	PAPN	28/09/1985	Roca	Inversa	10	23.76	0.01	4.5	5.1	5	V 13.13	S90W 16.55	S00W -15.51	
	9	Chilpancingo	CHI1	29/05/1986	Roca	Inversa	36	99.33	0.02	5	5.2	4.2	N00E 21.88	V -12.81	N90W -13.47	
	10	Cerro de piedra	CPDR	29/05/1986	Roca	Inversa	36	77.64	0.01	5	5.2	4.2	V 11.01	S90W -14.07	S00W -10.93	
	11	Filo de caballo	FICA	29/05/1986	Roca	Inversa	36	133.35	0.01	5	5.2	4.2	N00E 8.10	V 7.27	N90W 11.90	
	12	Las mesas	MSAS	29/05/1986	Roca	Inversa	36	60.14	0.005	5	5.2	4.2	S90E 43.51	V 19.94	S00E -31.38	
	13	El ocotito	OCTT	15/07/1987	Roca	Normal	68	248.09	0.01	5.7	6		V 8.14	N90E -14.06	N00E -12.82	
	14	Acapulco	ACAJ	15/05/1993	Roca	Inversa	15	134.76	0.01	6			N00E -7.05	N90E -8.33	V 5.98	
	15	Chilpancingo	CHIL	15/05/1993	Roca	Inversa	15	135.97	0.01	6			N00E -10.50	N90E 7.97	V -6.74	
	16	Coyuca	COYC	15/05/1993	Roca	Inversa	20	159.24	0.01	5.8	5.8	5.8	V -4.79	N90E 6.70	N00E 8.61	
	17	Cerro de piedra	CPDR	15/05/1993	Roca	Inversa	15	105.68	0.01	6	5.9	5.9	V -10.53	N90E -12.44	N00E -13.40	
	18	Mezcala	MEZC	15/05/1993	Roca	Inversa	15	187.03	0.01	6			N00E -4.52	N90E 6.84	V 5.13	
	19	Chilpancingo	CHI1	07/06/1982	Roca	Inversa	24	179.13	0.02		6.3	7	N00E -43.14	V 21.36	N90E -29.32	
	20	Acapulco	ACAJ	14/09/1995	Roca	Inversa	22	125.94	0.01	7.3	7.2	6.4	N00E 13.76	N90E -13.28	V -11.60	
	21	Atoyac	ATYC	14/09/1995	Roca	Inversa	22	197.31	0.005	7.3	6.4	7.2	S90E -6.80	V -5.10	S00E 8.75	
	22	Chilpancingo	CHIL	14/09/1995	Roca	Inversa	22	141.88	0.01	7.3	7.2	6.4	N00E -26.31	N90E 19.10	V -18.55	
	23	Copala	COPL	14/09/1995	Roca	Inversa	22	34.06	0.01	7.3	6.4	7.2	V 46.42	N90E 68.91	N00E -77.04	
	24	Copala	COPL	14/09/1995	Roca	Inversa	22	34.06	0.01	7.3	6.4	7.2	V -9.57	N90E -25.84	N00E -21.53	
	25	Atoyac	ATYC	19/09/1985	Roca	Inversa	15	292.32	0.01	8.1	6.8	8.1	S90E 59.96	V -59.70	S00E 53.04	
	26	Zihuatanejo	AZIH	19/09/1985	Roca	Inversa	15	171.81	0.005	8.1	6.8	8.1	V -100.09	S90W -153.93	S00W -98.62	
	27	Coyuca	COYC	19/09/1985	Roca	Inversa	15	337.79	0.01	8.1	6.8	8.1	V 18.84	N90W 35.69	S00E 42.04	
	28	Cerro de piedra	CPDR	19/09/1985	Roca	Inversa	15	391.56	0.01	8.1	6.8	8.1	V -12.30	S90W -15.30	S00W 25.78	
	29	El Suchil	SUCH	19/09/1985	Roca	Inversa	15	269.92	0.01	8.1	6.8	8.1	V 49.62	S90W -81.45	S00W -103.12	
	30	Teacalco	TEAC	19/09/1985	Roca	Inversa	15	388.31	0.01	8.1	6.8	8.1	S90E -24.73	V 27.14	S00E -51.30	
ACELEROGRAMAS DE MICHOACÁN	31	Apatzingán	APAT	14/03/1979	Suelo sedimentario	Inversa	28	212.32	0.02		7		S00E 50.44	V -24.81	N90E -62.22	
	32	Sicarta	SICC	14/03/1979	Suelo sedimentario	Inversa	28	114.31	0.02		7		N00E 264.28	V -66.79	N90W 307.22	
	33	Apatzingán	APAT	25/10/1981	Suelo sedimentario	Inversa	14	134.15	0.02		6.1	7.3	S00E 81.57	V 35.58	N90E 96.55	
	34	Sicarta	SICC	25/10/1981	Suelo sedimentario	Inversa	14	8.01	0.02		6.1	7.3	N00E -265.70	V 0.00	N90W 249.09	
	35	Apatzingán	APAT	19/09/1985	Suelo sedimentario	Inversa	15	128.02	0.02	8.1	6.8	8.1	S00E -68.74	V -44.63	N90E 81.28	
	36	Caleta de Campos	CALE	19/09/1985	Roca	Inversa	15	20.59	0.005	8.1	6.8	8.1	S90E -140.68	V 88.45	S00E -139.73	
	37	Caleta de Campos	CALE	19/09/1985	Roca	Inversa	15	20.59	0.005	8.1	6.8	8.1	S90E 50.98	V 25.49	S00E 41.15	
	38	Zacatula	ZACA	19/09/1985	Arcilla compacta	Inversa	15	84.41	0.01	8.1	6.8	8.1	V -147.38	N90W -174.18	S00E 262.23	
	39	Apatzingán	APAT	21/09/1985	Suelo sedimentario	Inversa	15	151.08	0.02	7.5	6.3	7.6	S00E 18.62	V -8.31	N90E -20.80	
	40	Zacatula	ZACA	21/09/1985	Arcilla compacta	Inversa	15	76.90	0.01	7.5	6.3	7.6	V 36.37	N90W 70.82	S00E -72.73	
	41	Apatzingán	APAT	30/04/1986	Suelo sedimentario	Inversa	20	140.06	0.02	6.4	6.2	7	S00E -47.78	V -38.37	N90E -52.34	
	42	Arteaga	ARTG	30/04/1986	Roca	Inversa	20	91.63	0.01	6.4	6.2	7	V 22.53	S90W 20.39	S00W -27.06	
	43	Caleta de Campos	CALE	30/04/1986	Roca	Inversa	20	33.65	0.005	6.4	6.2	7	S90E 97.17	V -34.42	S00E -76.52	
	44	Guacamayas	GUAC	30/04/1986	Arcilla compacta	Inversa	20	93.83	0.01	6.4	6.2	7	V -21.94	N90W 31.49	S00E 55.44	
	45	Zacatula	ZACA	30/04/1986	Arcilla compacta	Inversa	20	96.70	0.01	6.4	6.2	7	V -17.39	N90W -54.27	S00E -35.89	
	46	Caleta de Campos	CALE	10/12/1994	Roca	Inversa	20	131.58	0.005		6.3		S90E 11.62	V -7.51	S00E -7.42	
	47	Lázaro Cárdenas	LZ01	10/12/1994	Suelo sedimentario	Inversa	20	76.19	0.01		6.3		N45E 68.84	V 38.26	N45W 78.86	
	48	Lázaro Cárdenas	LZ01	09/10/1995	Suelo sedimentario	Inversa	5	279.69	0.01	6.5	7.3	7.5	N45E 10.86	V 4.20	N45W 13.29	
	49	Lázaro Cárdenas	LZ01	15/07/1996	Suelo sedimentario	Inversa	20	140.70	0.01			6.5	N90E 22.95	V 11.59	N00E 30.73	
	50	Caleta de Campos	CALE	11/01/1997	Roca	Inversa	16	36.12	0.005		6.5	6.9	S90E 396.21	V 413.94	S00E -350.27	
	51	Lázaro Cárdenas	LZ01	11/01/1997	Suelo sedimentario	Inversa	16	82.76	0.01			6.9	N90E 196.74	V 193.48	N00E 189.75	
	52	Luz Alou	RIML	01/01/1997	Arcilla	Inversa	33	236.54	0.005			6.9	N00E 4.95	V 4.06	N90E 6.37	
	53	Caleta de Campos	CALE	29/12/1999	Roca	Normal	82	118.39	0.005	5.1	6.1	5.9	5.4	N90W 4.98	V -2.45	N00W 4.62

6.2.3 Análisis de datos

Para los análisis se utilizó una combinación SRSS, ya que en estudios previos (Acosta *et al.*, 2007) se determinó que es de fácil cálculo y que es una de las que tiene menores errores con respecto a análisis rigurosos, haciendo la suposición que hay una correlación entre las tres direcciones del sismo. Se usó un amortiguamiento del 5% y análisis de integración paso a paso en el dominio del tiempo. De los análisis se definen respuestas máximas en desplazamientos y elementos mecánicos en los nodos extremos de los elementos. Los desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos registrados son en la dirección transversal, que representa la dirección de respuesta más desfavorable.

La diferencia de respuestas de modelos regulares e irregulares se normaliza respecto al modelo regular, para obtener la variación de la respuesta entre ellos, esto es:

$$\text{Diff}(\%) = \left\{ \frac{R_{irr} - R_{reg}}{R_{reg}} \right\} (100) \quad (6.1)$$

donde R_{irr} es la respuesta dinámica del puente con cierta irregularidad, es decir, con la altura de la pila central o extrema modificada y R_{reg} es la respuesta dinámica del puente regular. Además, se determinan medidas estadísticas y desviaciones de estas diferencias para una mejor comprensión del problema y poder establecer conclusiones. En el siguiente capítulo se presentan los resultados obtenidos de los análisis elásticos lineales para todos los modelos.

Capítulo 7

Resultados de los análisis elásticos lineales

En este capítulo se muestran los resultados de los análisis elásticos lineales, graficando la respuesta en desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos, de los modelos con las variaciones correspondientes. Asimismo, se presenta el análisis de datos, calculando la variación de la respuesta de cada modelo irregular respecto al modelo regular, cuando ambos se excitan con los 53 sismos mencionados anteriormente. En la figura 7 se muestra la numeración de los nodos de la estructura, en los cuales se registraron respuestas máximas. En esta sección se presentan únicamente las respuestas en desplazamientos del nodo 3 y fuerzas cortantes y momentos en el nodo 7, que corresponden a los extremos de la pila central. En los Anexos 3, 4 y 5 se muestran las gráficas de respuestas máximas de todos los nodos extremos.

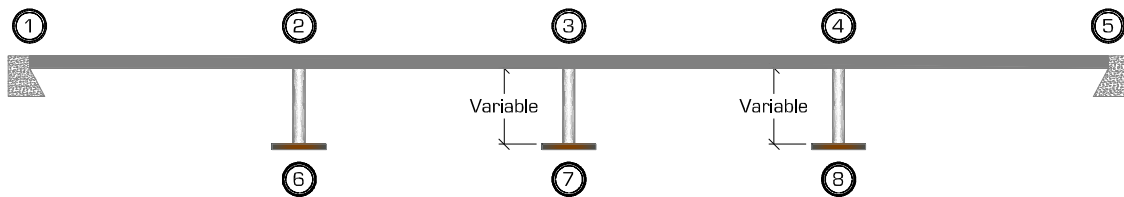


Figura 7 Ubicación de nodos.

7.1 Modelo 1, puente monolítico

7.1.1 Variaciones en altura de pila central

Los periodos fundamentales que se obtuvieron para el modelo original y para aquellos con variación de la pila central, así como, las direcciones de los modos de vibrar correspondientes se presentan en la tabla 7.1, siendo, T_1 el periodo del primer modo y T_2 el periodo del segundo modo. Se observa que la variación del periodo T_1 , entre modelos regulares e irregulares, va desde 0.456 s a 0.586 s, es decir, existe un cambio de

28.51%. En la figura 7.1 se muestran los desplazamientos máximos en la dirección transversal del nodo 3, obtenidos mediante el análisis de la historia en el tiempo para cada excitación. En el eje horizontal de esta figura se indican los números de los sismos y en el eje vertical los desplazamientos en centímetros. En el Anexo 3 de este trabajo se presentan las gráficas de los desplazamientos transversales de todos los nodos extremos de las pilas.

Tabla 7.1 Periodos fundamentales

VARIACIÓN	T ₁		T ₂	
Regular	0.456	Dirección Vertical	0.438	Dirección Vertical
Pila central aumentada en un 25%	0.490	Dirección Transversal	0.459	Dirección Vertical
Pila central aumentada en un 50%	0.544	Dirección Transversal	0.462	Dirección Vertical
Pila central aumentada en un 75%	0.586	Dirección Transversal	0.465	Dirección Vertical
Pila central disminuida en un -25%	0.452	Dirección Vertical	0.438	Dirección Vertical
Pila central disminuida en un -50%	0.449	Dirección Vertical	0.438	Dirección Vertical
Pila central disminuida en un -75%	0.447	Dirección Vertical	0.438	Dirección Vertical

El desplazamiento máximo encontrado fue de 8.3 cm, cuando la longitud de la pila central se aumentó en un 50%, utilizando el sismo mostrado en la tabla 6.2 con el número 32, registrado en la estación Sicartsa (SICC), con aceleración máxima de 307.215 cm/s^2 . Para el puente regular, el desplazamiento obtenido con el mismo registro fue de 2.7 cm. El desplazamiento máximo para el puente regular fue de 5.08 cm, con el registro número 34 de la tabla 6.2, también en la estación Sicartsa (SICC), con aceleración máxima de 265.7 cm/s^2 . Con ese mismo registro, el desplazamiento obtenido para el puente con un aumento en la pila central de 50% fue de 5.54 cm.

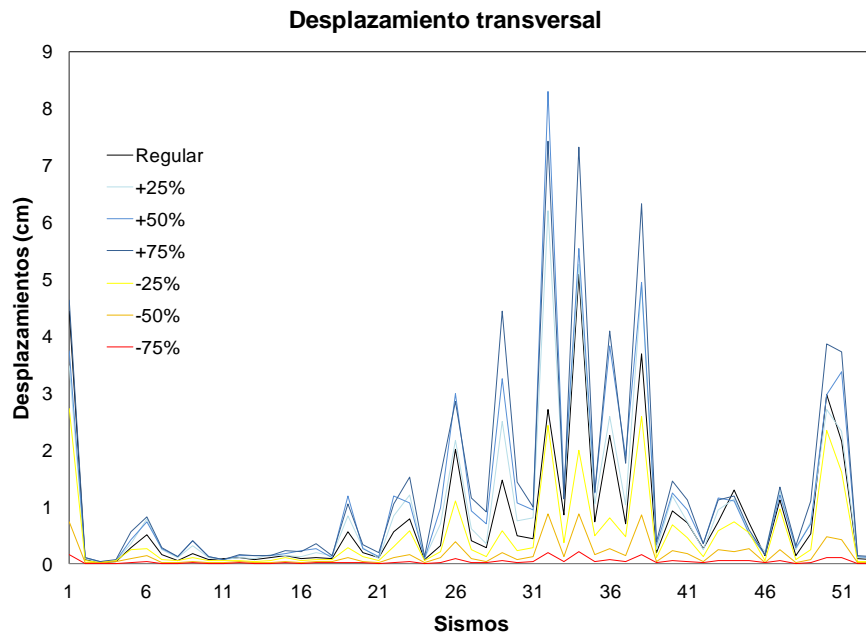


Figura 7.1 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente monolítico.

En la figura 7.2 se muestran, en vertical, las diferencias normalizadas entre modelos regulares e irregulares, conforme a la ecuación 6.1, para cada sismo y únicamente del nodo de referencia (nodo3); las gráficas de los nodos restantes se encuentran en el Anexo 3.

Las diferencias máximas normalizadas para los registros 32 y 34 mostrados en la tabla 6.2 de la estación SICC fueron de 206.7% y 8.89%, respectivamente. De estos valores podemos concluir que existe mucha dispersión en los porcentajes de las diferencias normalizadas, como se constata en la figura 7.2. En esta figura, también podemos observar que el valor máximo de la diferencia normalizada es de 404.7%, para el modelo de puente con la longitud de la pila central incrementada en 75%, con una media de $\mu=92.07\%$ y una desviación estándar de $\sigma=71.76\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.78; bastante grande. La media y la desviación estándar, son obtenidas de los valores absolutos de las diferencias normalizadas.

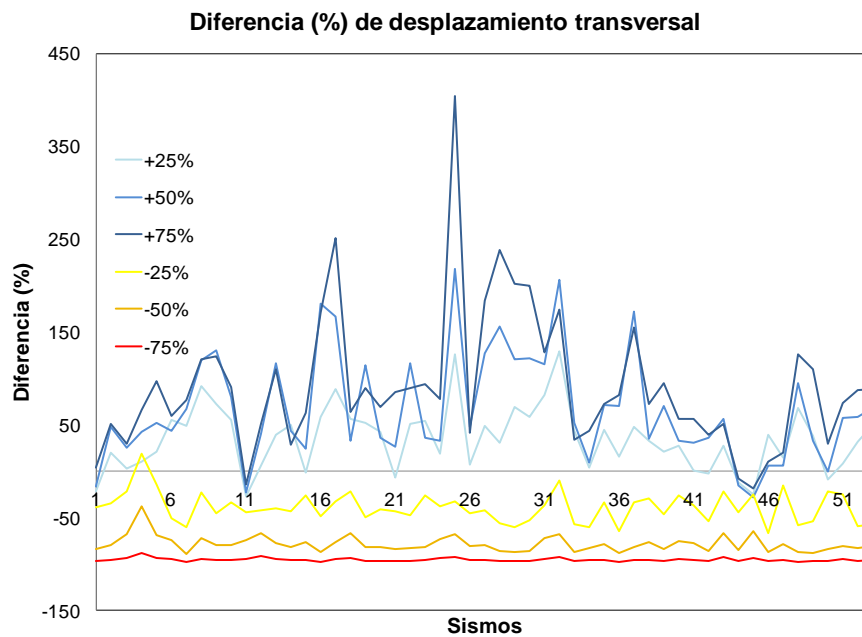


Figura 7.2 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente monolítico.

Con la finalidad de establecer una tendencia en la vulnerabilidad de los puentes con cierta irregularidad, se tomaron los resultados de las diferencias normalizadas y se construyeron las gráficas en las que se agrupan los valores por cuartiles, Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 , que representan el 25, 50, 75 y 100% de los datos, respectivamente.

En la figura 7.3 se presentan las diferencias normalizadas de desplazamientos por cuartiles. De esta figura, podemos observar que al aumentar la altura de la pila central es mayor la variación entre los desplazamientos de sistemas irregulares, respecto al puente regular. También, disminuir la altura de la pila conlleva a una disminución de los desplazamientos en el nodo de referencia, lo que significaría menos daño y degradación de los elementos estructurales.

En busca de definir una línea de tendencia que pudiera aplicarse a un método de evaluación preliminar, la figura 7.3 puede servir para hacer notar que la variación de desplazamientos no es lineal con la variación en la altura de la pila central, sino que se aproxima a una función polinomial cuadrática. Es decir, en principio, es más vulnerable una estructura entre mayor sea la diferencia entre sus pilas, aunque produce mayores desplazamientos incrementar la longitud que decrementarla, lo cual no es considerado en los métodos de evaluación preliminar, como los discutidos en el capítulo 5.

En el Anexo 2 se muestran las líneas de tendencia lineal y cuadrática y el coeficiente de correlación de ambas como prueba de ajuste. La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación del modelo de puente monolítico con variaciones en la altura de la pila central, es:

$$I_d = 0.022v_p^2 + 3v_p + 38 \quad (7.1)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p .

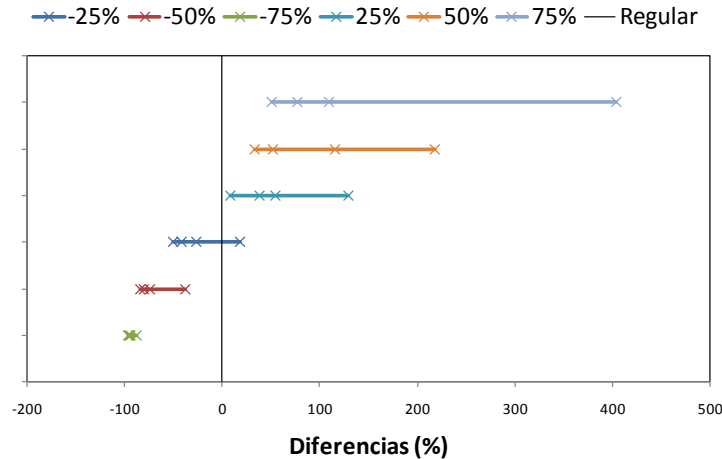


Figura 7.3 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

En la figura 7.4 se muestran graficadas las fuerzas cortantes máximas del nodo 7, sobre el cual se encuentra la pila central (en el Anexo 3, se incluyen gráficas de fuerzas cortantes máximas y diferencias normalizadas de todos los nodos). En esta figura podemos notar que la fuerza cortante máxima se presenta cuando se disminuye la pila en un 25% con un valor de 1236.84 ton, para el sismo número 1 de la tabla 6.2, de la estación Termoeléctrica Manzanillo (MZ01), con aceleración máxima de 387.620 cm/s^2 . Para el puente regular, la fuerza cortante máxima, cuando el modelo se somete a la misma excitación, es de 972.02 ton. La fuerza cortante máxima para el puente regular es de 1082.77 ton y se presenta para el registro número 34 de la estación Sicartsa (SICC), con aceleración máxima de 265.7 cm/s^2 . El puente con la pila disminuida en un 25% y sometida al mismo registro nos da un valor de fuerza cortante de 898.43 ton.

En la figura 7.5 podemos observar las diferencias normalizadas de fuerzas cortantes. Por ejemplo para los registros MZ01 y SICC se obtuvieron valores de 27.245% y -17.03%, respectivamente. El valor máximo

de la diferencia normalizada encontrado fue de 231.13%, para el modelo de puente con longitud disminuida en un 50%, con una media de $\mu=34.51\%$ y una desviación estándar de $\sigma=37.89\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 1.09; muy grande.

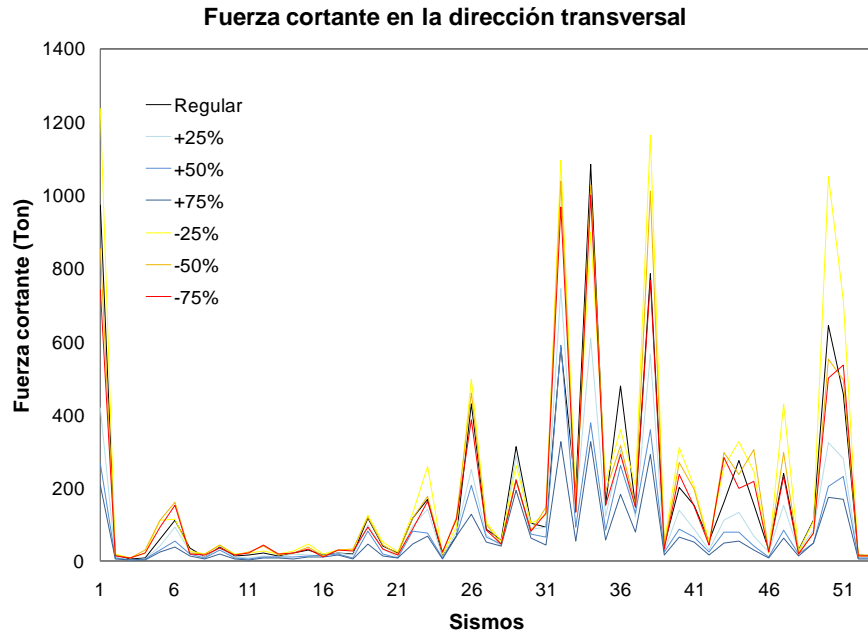


Figura 7.4 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente monolítico.

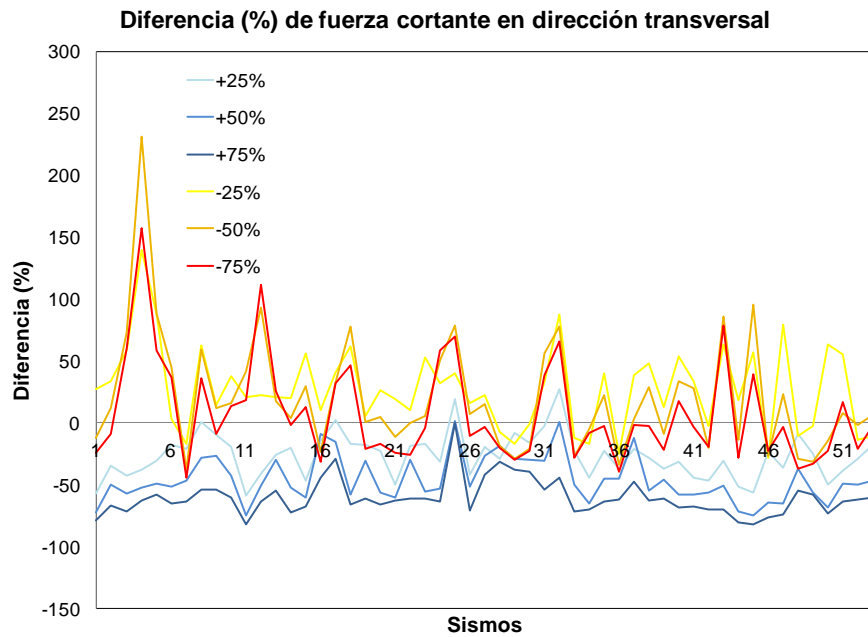


Figura 7.5 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente monolítico.

De igual manera, es difícil encontrar una tendencia con los datos obtenidos, por lo que para poder establecer un orden de vulnerabilidad, se grafican las diferencias normalizadas de fuerzas cortantes por cuartiles, mostradas en la figura 7.6. Se puede notar, que en los modelos en los que la longitud de la pila central se aumentó 50% y 75%, la fuerza cortante actuante sobre la pila fue siempre menor que en el caso del puente regular, mientras que, para los modelos en los que la pila central se disminuyó, la fuerza cortante en general aumentó, incluso hasta duplicarse, respecto al modelo regular. Esto se debe a que pilas de mayor longitud tienden a trabajar más a flexión, en comparación con elementos de menor longitud, donde rige el cortante. Entonces, podemos decir que cuando se aumenta la altura de la pila central, disminuye la fuerza cortante actuante, y por el contrario, cuando se disminuye la altura de la pila central, en general, ésta aumenta.

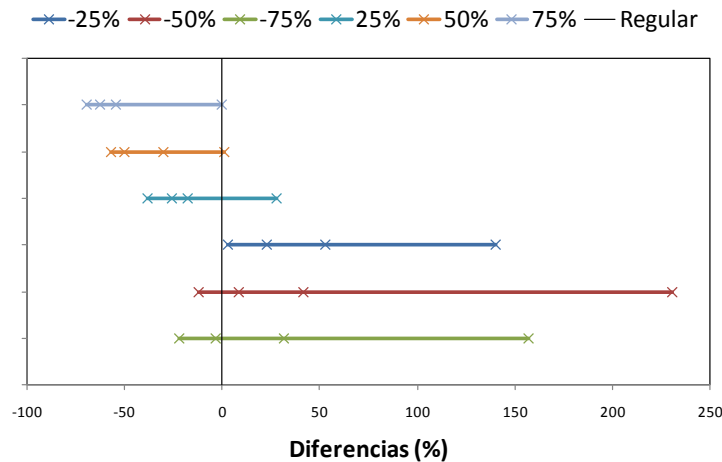


Figura 7.6 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles.

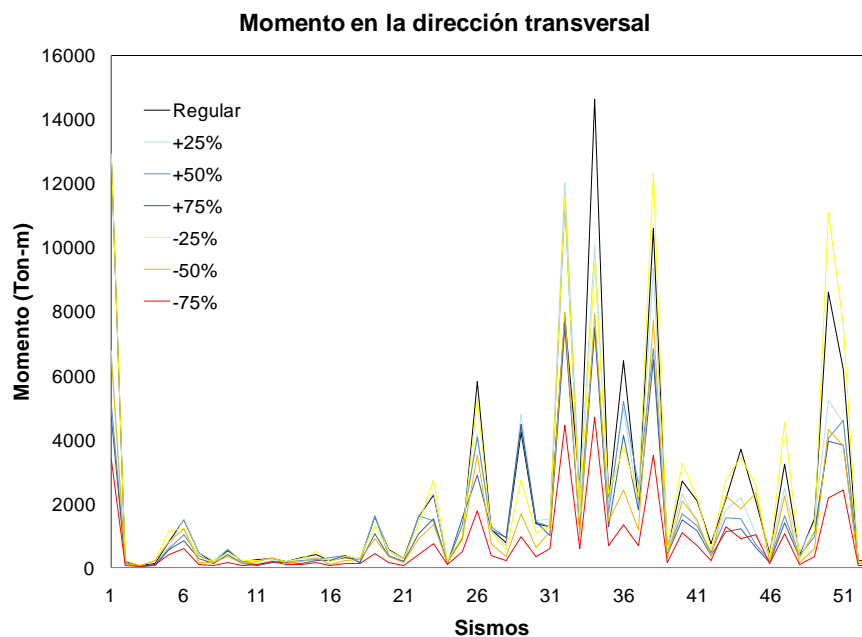


Figura 7.7 Momentos máximos obtenidos para el puente monolítico.

Del mismo modo, se graficaron los momentos máximos del nodo 7, para la base de datos de 53 sismos, con las variaciones correspondientes para la pila central, como se puede notar en la figura 7.7. Las gráficas de otros nodos extremos se encuentran en el Anexo 3 de este trabajo.

El momento máximo encontrado es de 14 635.58 ton-m, para el sismo 34, de la estación Sicartsa (SICC), para el modelo regular. Asimismo, se graficaron las diferencias normalizadas en porcentajes, como se muestra en la figura 7.8. En esta figura podemos notar que la diferencia normalizada máxima que se presentó fue para el modelo con la pila central decrementada 50%, con valor de 93.66%, media de $\mu=36.43\%$ y una desviación estándar de $\sigma=20.30\%$, por lo que, el coeficiente de variación es de 0.55. Esto muestra que la variación en altura de pilas tiene menor dispersión en los momentos.

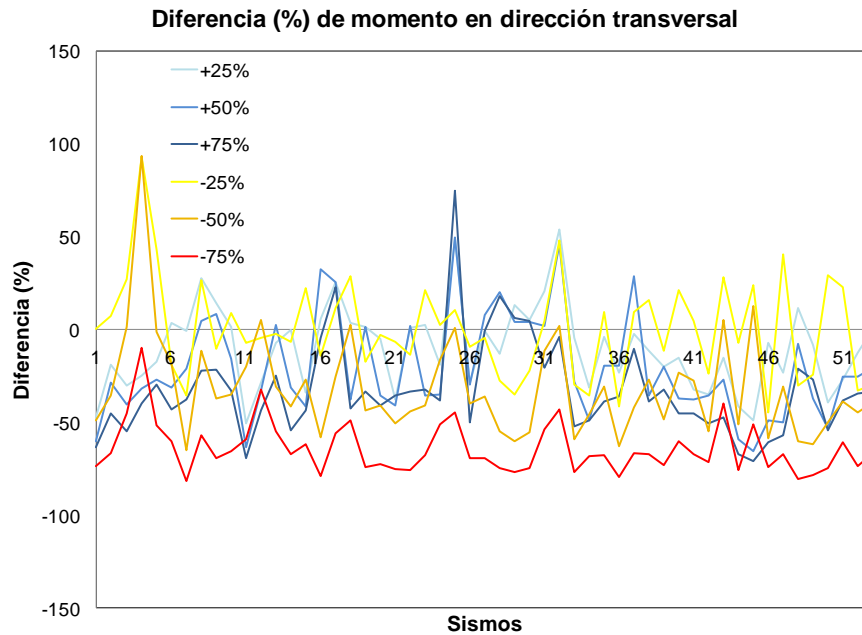


Figura 7.8 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente monolítico.

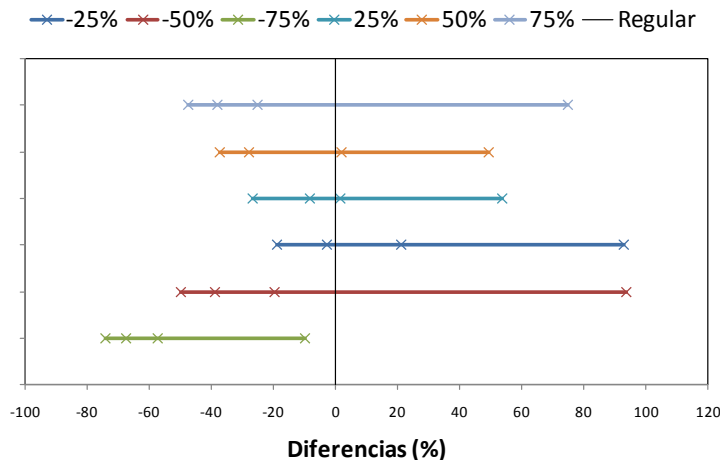


Figura 7.9 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles.

De la misma manera que para desplazamientos y fuerzas cortantes, se elaboró una gráfica con los datos de momentos máximos en porcentajes de los modelos irregulares, respecto al modelo regular, agrupados por cuartiles (Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4), como se ve en la figura 7.9, esto, debido a que no podemos deducir conclusiones certeras con las gráficas de variaciones, principalmente en la de momentos, en la que no hay una tendencia clara del comportamiento de los datos. De esta gráfica, podemos notar, que aún cuando no hay una tendencia clara, para casi todos los modelos irregulares, los momentos, comparados con aquellos que se producen en el modelo regular son mayores, sin importar si la altura de la pila es disminuida o incrementada.

7.1.2 Variaciones en altura de pila adyacente

En la tabla 7.2 se muestran los periodos fundamentales obtenidos para el modelo de puente monolítico con variación en la pila adyacente y las direcciones de los modos de vibrar correspondientes. En esta tabla las variaciones del periodo fundamental entre los modelos regulares e irregulares está entre 0.456 s y 0.564 s, por lo que, hay un cambio de 23.68%. Comparando las tablas 7.1 y 7.2 vemos que cambiar la altura de la pila central produce mayores cambios en el periodo, comparado con cambiar la altura de la pila adyacente.

Tabla 7.2. Periodos fundamentales

VARIACIÓN	T ₁		T ₂	
Regular	0.456	Dirección Vertical	0.438	Dirección Vertical
Pila adyacente aumentada en un 25%	0.473	Dirección Transversal	0.458	Dirección Vertical
Pila adyacente aumentada en un 50%	0.523	Dirección Transversal	0.462	Dirección Vertical
Pila adyacente aumentada en un 75%	0.564	Dirección Transversal	0.465	Dirección Vertical
Pila adyacente disminuida en un -25%	0.455	Dirección Vertical	0.435	Dirección Vertical
Pila adyacente disminuida en un -50%	0.454	Dirección Vertical	0.434	Dirección Vertical
Pila adyacente disminuida en un -75%	0.450	Dirección Vertical	0.428	Dirección Vertical

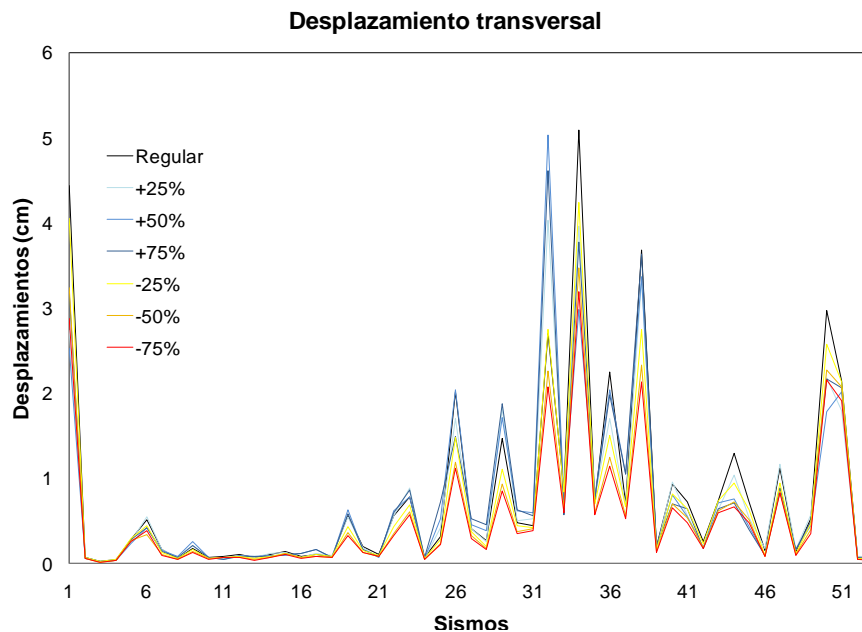


Figura 7.10 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente monolítico.

Los resultados obtenidos en desplazamientos máximos en el nodo 3 para el modelo monolítico, con variaciones en la pila adyacente, se muestran en la figura 7.10, mientras que las diferencias normalizadas obtenidas de la ecuación 6.1, para el mismo nodo se muestran en la figura 7.11.

Como se puede observar en la figura 7.10, el desplazamiento máximo encontrado en el nodo 3 fue de 5.08 cm para el modelo regular, para el sismo número 34, de la estación Sicartsa (SICC). En la figura 7.11, se puede notar que el valor máximo de la diferencia normalizada es de 136.64%, para el modelo de puente con la longitud de la pila adyacente incrementada en 75%, con una media de $\mu=24.56\%$ y una desviación estándar de $\sigma=22.63\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.92. Con los datos obtenidos, es difícil establecer conclusiones, por lo que, se grafican los datos por cuartiles, a fin de poder observar alguna tendencia de los datos registrados, como se muestra en la figura 7.12. Las gráficas de desplazamientos máximos y de diferencias normalizadas de todos los nodos, están ubicadas en el Anexo 3.

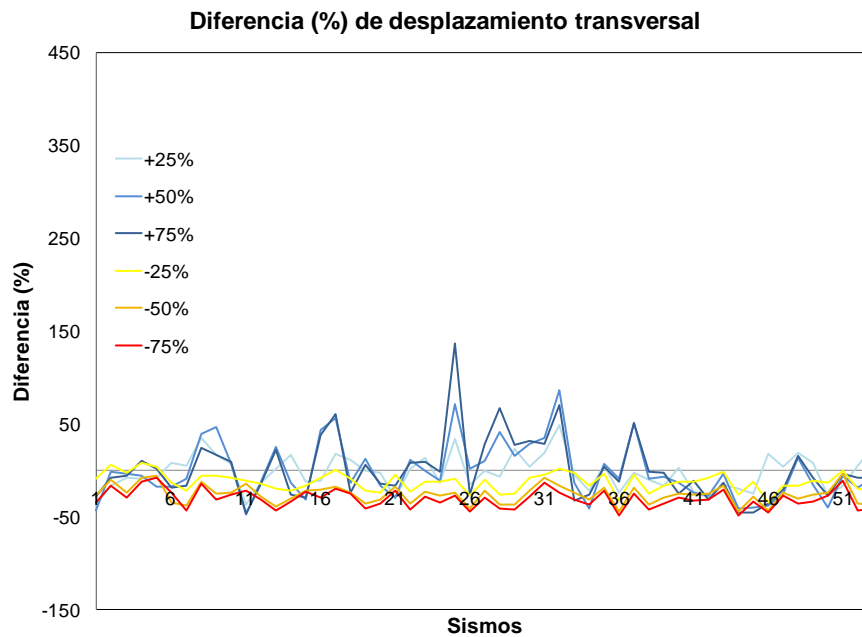


Figura 7.11 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente monolítico.

En la figura 7.12, se nota una tendencia similar a la obtenida del modelo de puente monolítico con variaciones en la pila central (figura 7.3); esto es, cuando aumentamos la altura de las pilas, aumentan las variaciones de desplazamientos respecto al modelo regular. Sin embargo, podemos notar que cuando se aumenta la altura de la pila central, es mucho mayor la influencia en la respuesta que aumentar una pila adyacente, por ejemplo, al aumentar la pila central 75%, la diferencia con respecto al modelo regular es de aproximadamente 400%, mientras que, aumentar el mismo porcentaje a la altura de la pila adyacente, implica solo un aumento de aproximadamente 130%. Del mismo modo, se puede hacer notar que al aumentar la altura de la pila central un 25%, la diferencia normalizada con respecto al modelo regular es de aproximadamente 130%, mientras que, aumentar el mismo porcentaje a la altura de la pila adyacente, implica un aumento de aproximadamente 50%. Es decir, para el modelo de puente monolítico, aumentar la altura de la pila adyacente en 75%, es equivalente a aumentar la altura de la pila central en solo 25%. Por

lo que, podemos decir que es mucho más vulnerable un puente con variaciones en la altura de la pila central, que un puente con variaciones en pilas cercanas a los estribos. Finalmente, podemos notar que disminuir la altura de la pila adyacente no implica mayor diferencia que disminuir la altura de la pila central.

En el Anexo 2 se muestran las líneas de tendencia lineal y cuadrática y el coeficiente de correlación de ambas como prueba de ajuste. La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación del modelo de puente monolítico con variaciones en la altura de la pila adyacente, es:

$$I_d = 0.009v_p^2 + 0.93v_p + 16 \quad (7.2)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p .

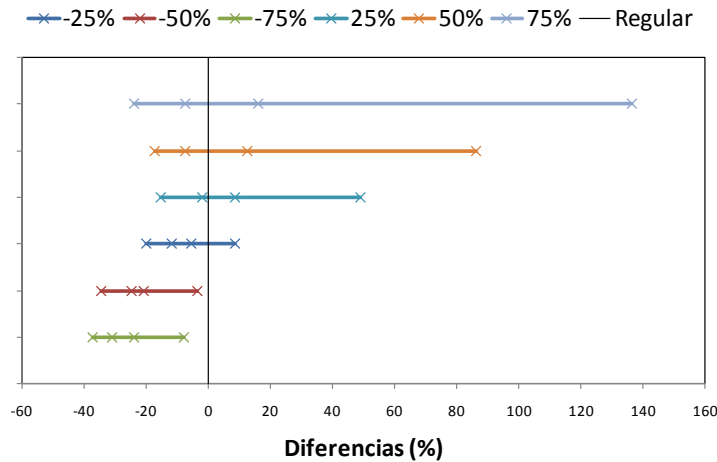


Figura 7.12 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

En la figura 7.13, se grafican los cortantes máximos del nodo 7. En esta gráfica se nota que el cortante máximo obtenido para el nodo 7 es de 1083.41 ton, para el registro con número 32, cuando la pila es aumentada en un 50%. Para el mismo registro, pero para el modelo regular, el cortante obtenido fue de 583.28 ton, mientras que el valor máximo del cortante para el modelo regular es de 1082.77 ton, para el registro con número 34.

La gráfica de diferencias normalizadas de cortantes máximos, se muestra en la figura 7.14. De esta grafica podemos observar que la diferencia normalizada máxima que se presentó para el modelo de puente monolítico con variaciones en la pila adyacente es de 132.11% para el registro número 25 de la tabla 6.2, para el modelo con pila adyacente aumentada en un 75%, con media de $\mu=24.31\%$ y una desviación estándar de $\sigma=22.37\%$, con un coeficiente de variación de 0.92, también grande.

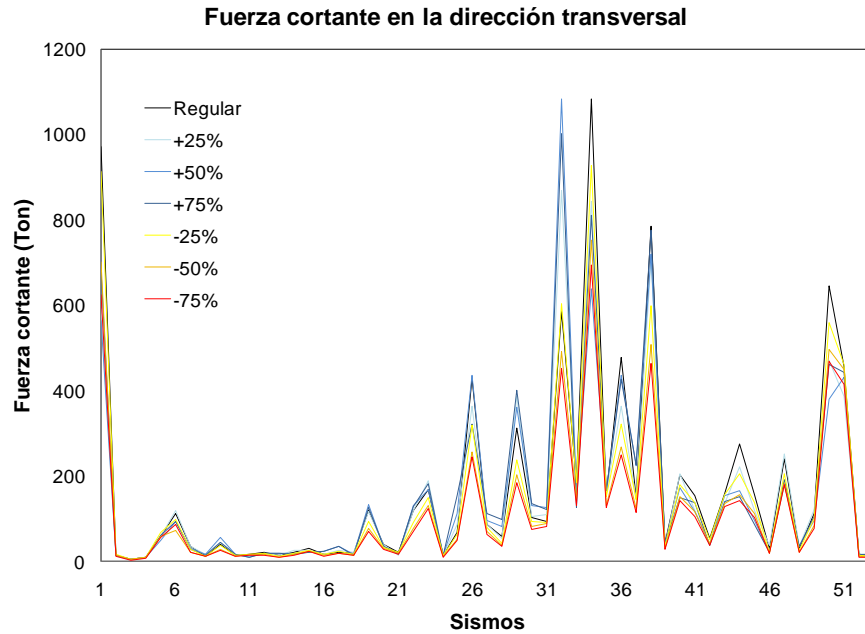


Figura 7.13 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente monolítico.

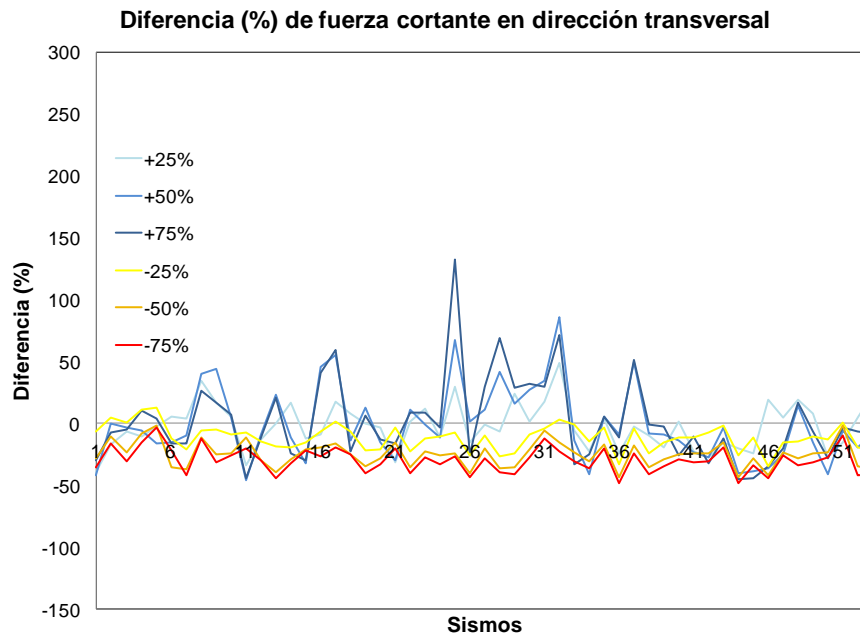


Figura 7.14 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente monolítico.

En la figura 7.15, se muestran los datos de diferencias normalizadas de fuerzas cortantes, agrupados por cuartiles. En ella podemos notar que, la tendencia de la respuesta en cortante de la pila central cuando se varía la altura de la pila adyacente es similar a la respuesta en desplazamientos, es decir, al aumentar la altura de la pila adyacente, se aumentan las fuerzas cortantes de la pila central, y viceversa. Tomando en cuenta los resultados de los dos modelos monolíticos con variación de las pilas central o adyacente,

podemos decir, que debido a una redistribución de fuerzas al aumentar la altura de una pila cualquiera, implica una disminución de fuerzas cortantes sobre la misma pila, pero un aumento de fuerzas cortantes sobre las pilas adyacentes. Del mismo modo, aumentar la altura de una pila adyacente se produce la disminución de las fuerzas cortantes sobre esa misma pila, pero un aumento de las fuerzas cortantes sobre la pila central. En este caso, aumentar la pila adyacente un 75%, implica un aumento de fuerzas cortantes sobre la pila central de aproximadamente 132%.

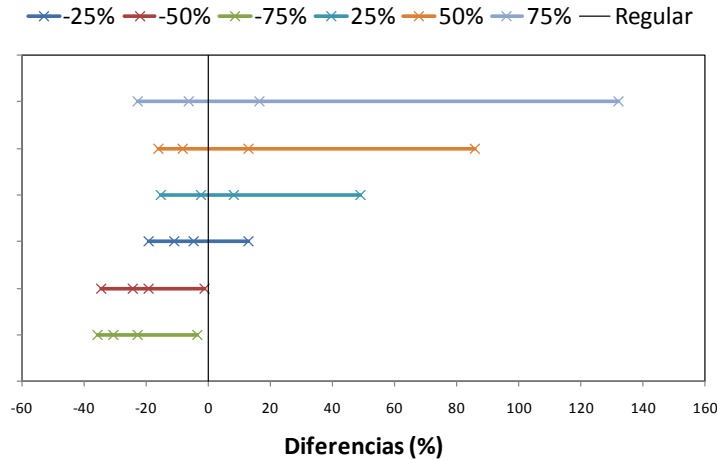


Figura 7.15 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles.

En la figura 7.16 se grafican los momentos máximos obtenidos para el nodo 7 del modelo de puente monolítico con variaciones en la pila adyacente; en el Anexo 3 se encuentran las gráficas de fuerzas cortantes y momentos máximos de los nodos restantes. En la figura 7.16, se puede ver que el momento máximo obtenido es de 14 535.75 ton-m, para el registro 32, con la pila incrementada en un 50%, mientras que el momento máximo para el modelo regular fue de 14 635.58 ton-m, para el registro número 34.

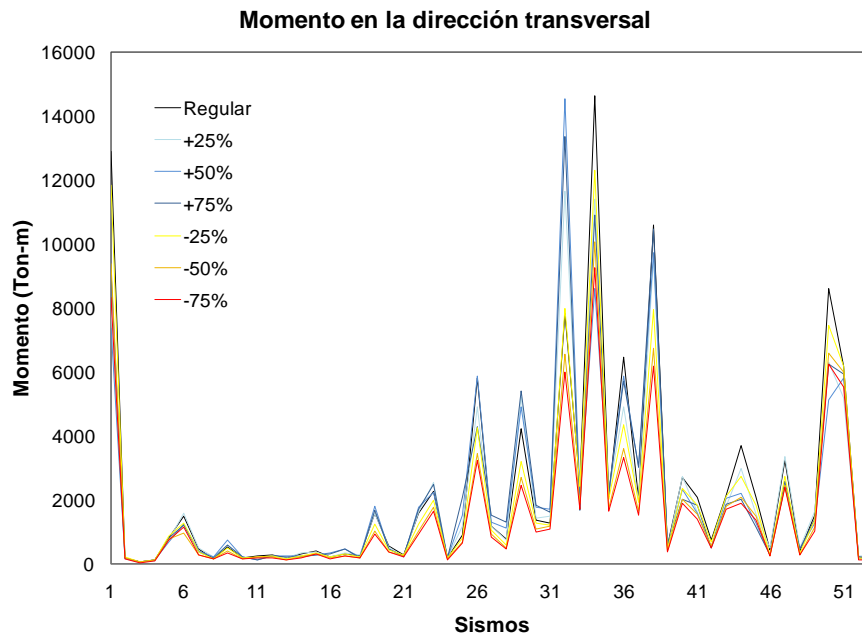


Figura 7.16 Momentos máximos obtenidos para el puente monolítico.

En la figura 7.17 se muestran graficadas las diferencias normalizadas de momentos, en ella se observa que la diferencia normalizada máxima en porcentaje es de 135.33%, con la pila incrementada en un 75%, para el registro número 25, con media de $\mu=24.49\%$ y una desviación estándar de $\sigma=22.55\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.92. En la gráfica 7.18, se indican los datos por cuartiles, que representan el 25%, 50%, 75% y 100% de los datos, respectivamente.

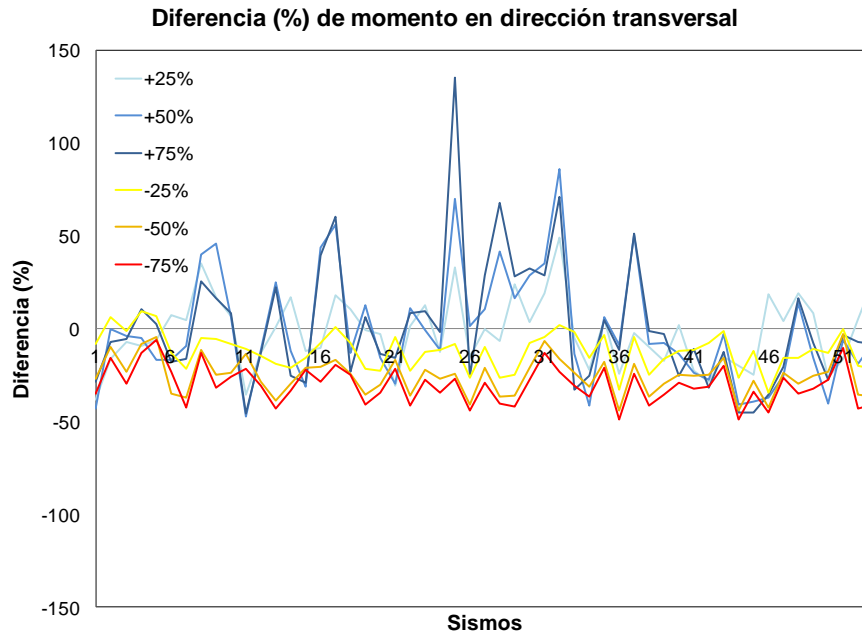


Figura 7.17 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente monolítico.

De la gráfica 7.18, podemos decir que la tendencia de la respuesta en momentos de la pila central cuando se varía la altura de la pila adyacente es similar a la respuesta en desplazamientos, es decir, al aumentar la altura de la pila adyacente, se aumentan los momentos actuantes en la pila central, y viceversa.

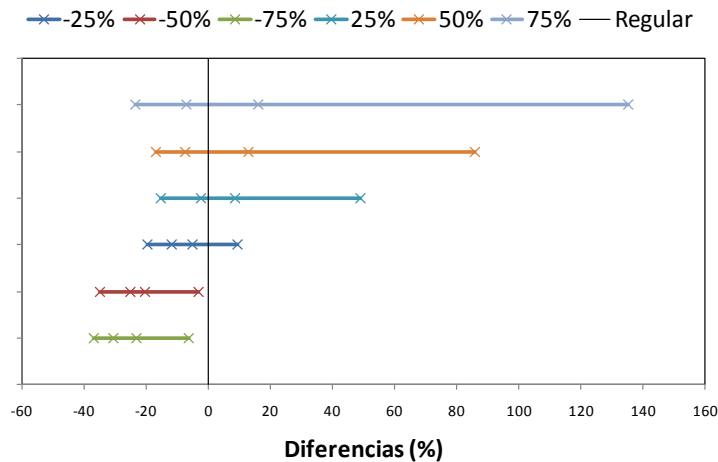


Figura 7.18 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles.

7.2 Modelo 2, puente continuo

7.2.1 Variaciones en altura de pila central

En la tabla 7.3, se muestran los periodos fundamentales para el modelo regular y para los modelos con variaciones en la altura de la pila central, asimismo, se muestran las direcciones de los modos de vibrar correspondientes. De ésta podemos notar que prácticamente no hay cambios en el periodo fundamental, pero si en el periodo del segundo modo. El cambio de periodo del segundo modo del modelo regular respecto a los modelos irregulares varía de 0.501 s a 0.581 s, es decir, hay un cambio de 15.97% entre ellos. Para esta condición de apoyo se obtuvieron los resultados en desplazamientos máximos en el mismo nodo de referencia (nodo 3), los cuales se muestran en la figura 7.19.

Tabla 7.3 Periodos fundamentales

VARIACIÓN	T ₁		T ₂	
Regular	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical
Pila central aumentada en un 25%	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical
Pila central aumentada en un 50%	0.581	Dirección Vertical	0.544	Dirección Transversal
Pila central aumentada en un 75%	0.586	Dirección Transversal	0.581	Dirección Vertical
Pila central disminuida en un -25%	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical
Pila central disminuida en un -50%	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical
Pila central disminuida en un -75%	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical

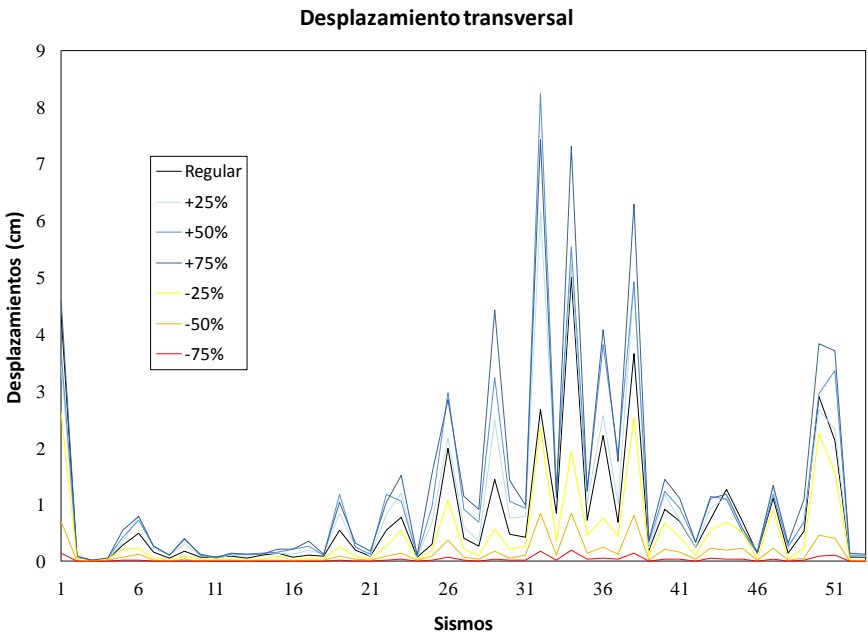


Figura 7.19 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente continuo.

El desplazamiento máximo encontrado fue de 8.2 cm cuando la longitud de la pila central se aumentó en un 50%, utilizando el sismo obtenido en la estación Sicartsa (SICC) con número 34 en la tabla 6.2. Para el puente regular, el desplazamiento obtenido con el mismo registro fue de 2.6 cm.

También se graficaron las diferencias normalizadas (ecuación 6.1) para los 53 registros sísmicos; los resultados se muestran en la figura 7.20. En el Anexo 4 de este trabajo se muestran las gráficas de los desplazamientos transversales de todos los nodos extremos de las pilas, así como, las gráficas de cortantes y momentos máximos, y las gráficas de las diferencias normalizadas, correspondientes a desplazamientos, cortantes y momentos máximos. En la figura 7.20, podemos observar que el valor máximo es de 408.47% para el modelo de puente con longitud de pila central incrementada en 75%. Para estos resultados, la media fue de $\mu=93.49\%$ y la desviación estándar de $\sigma=72.28\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.77, similar al caso del puente monolítico.

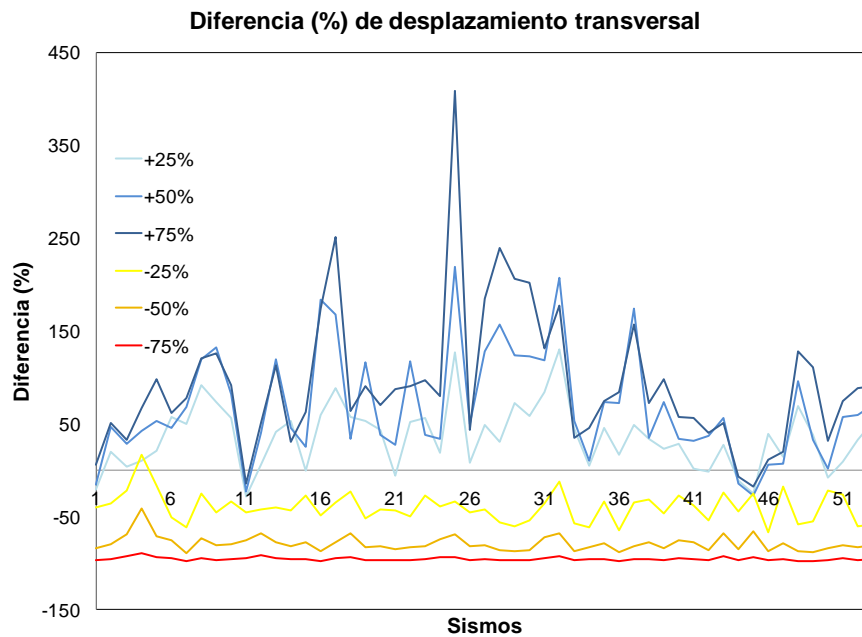


Figura 7.20 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente continuo.

En la figura 7.21 se muestran graficados los valores de las diferencias normalizadas de desplazamientos máximos por cuartiles. En esta figura podemos observar que las tendencias obtenidas son similares al caso del puente monolítico, es decir, que la variación de desplazamientos no es lineal con la variación en la altura de la pila central, sino que se aproxima a una función cuadrática.

Aumentar la altura de la pila central implica mayores variaciones entre los desplazamientos de sistemas irregulares, respecto al puente regular, mientras que, disminuir la altura de la pila conlleva a una menor variación de los desplazamientos. También, podemos observar que además de que el comportamiento es similar al modelo de puente monolítico, la diferencia máxima normalizada de desplazamientos es también parecida, ya que este tiene una máxima de 408.47%, mientras que el puente monolítico tiene una máxima de 404.70%.

En el Anexo 2 se muestran las líneas de tendencia lineal y cuadrática y el coeficiente de correlación de ambas como prueba de ajuste. La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación del modelo de puente continuo con variaciones en la altura de la pila central, es:

$$I_d = 0.022v_p^2 + 3.04v_p + 37 \quad (7.3)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p .

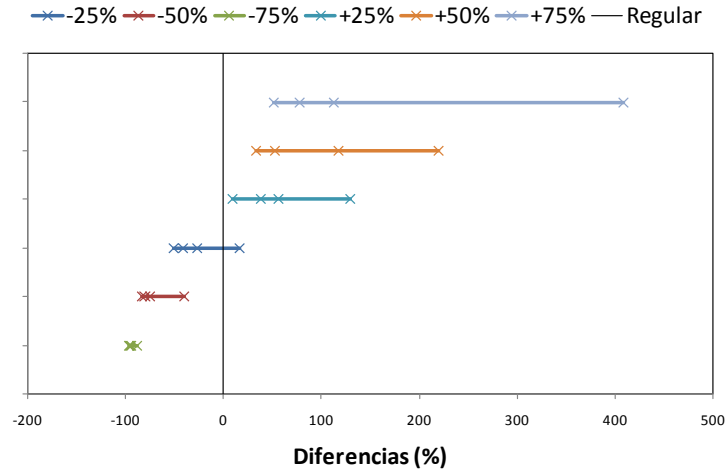


Figura 7.21 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

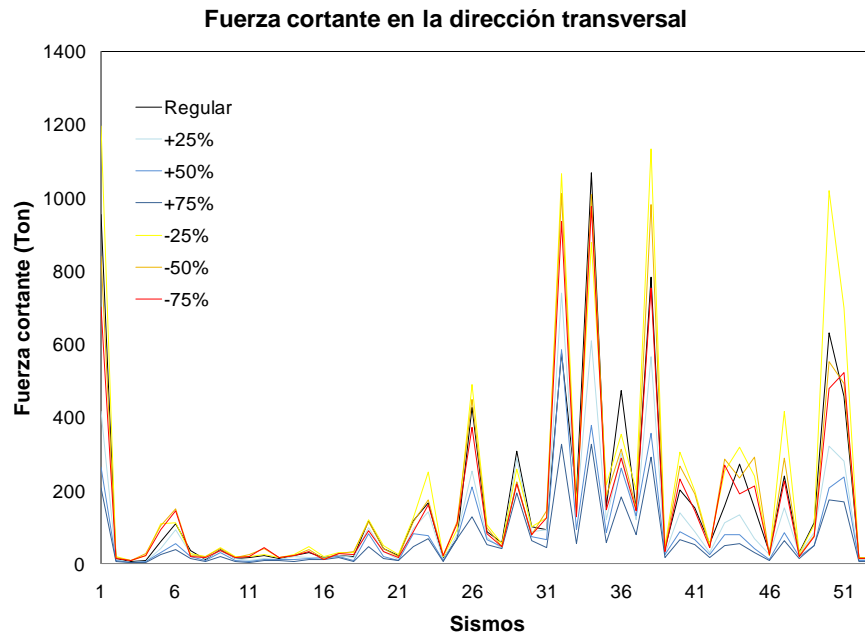


Figura 7.22 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente continuo.

En la figura 7.22, se presentan graficados los cortantes máximos del nodo 7. En ella podemos notar que el cortante máximo obtenido, es de 1195.17 ton, para el registro número 1, cuando la pila es disminuida un 25%. Para el mismo registro, pero para el modelo regular, el cortante obtenido fue de 952.92 ton. En la figura 7.23, se muestran las diferencias normalizadas, de ella podemos notar que la diferencia máxima en porcentaje respecto al modelo regular es de 215.64%, para la pila central disminuida en 50%, cuando el puente es excitado con el registro número 4. La media es de $\mu=32.57\%$ y la desviación estándar de $\sigma=35.23\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 1.08. Este resultado es similar al obtenido, con el modelo de puente monolítico, con variaciones en la pila central.

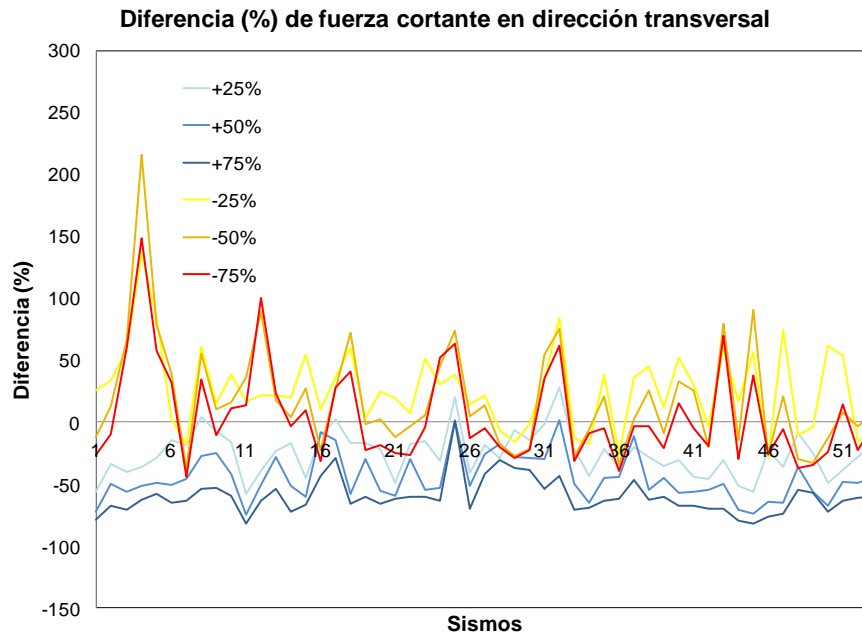


Figura 7.23 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente continuo.

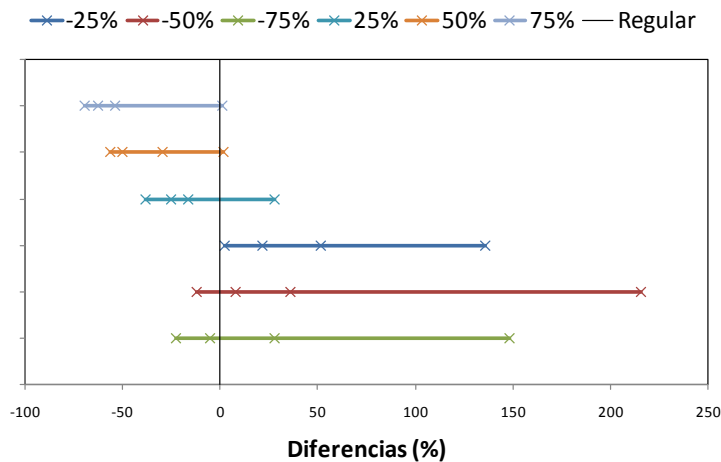


Figura 7.24 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles.

En la figura 7.24, se muestran los datos de las diferencias normalizadas de los cortantes máximos por cuartiles, del modelo de puente continuo con variaciones en la pila central. De la misma manera que para el modelo de puente monolítico, se puede notar que cuando se aumenta la altura de la pila central, disminuye la fuerza cortante actuante, y por el contrario, cuando se disminuye la altura de la pila central, ésta aumenta, siendo el aumento máximo de la fuerza cortante, hasta de 215.64%, respecto al modelo regular.

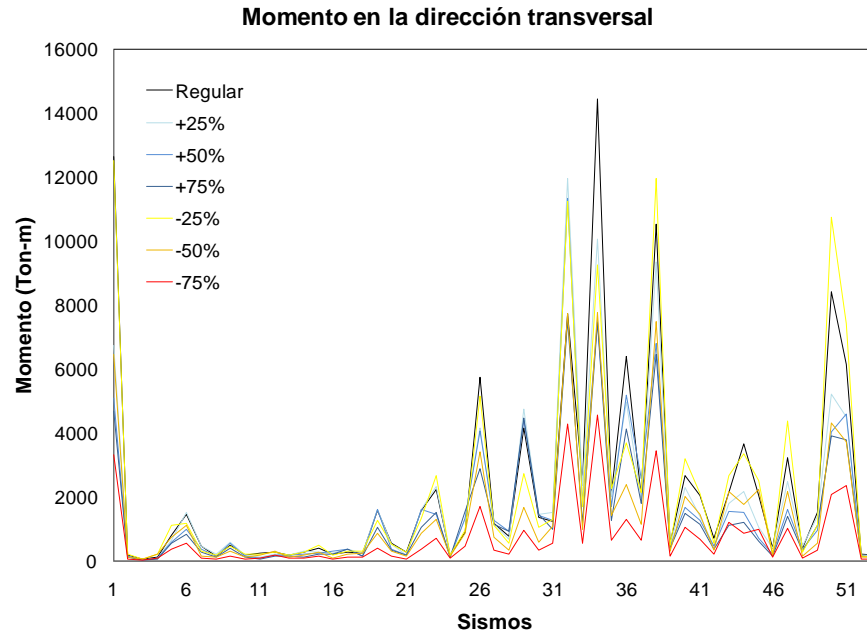


Figura 7.25 Momentos máximos obtenidos para el puente continuo.

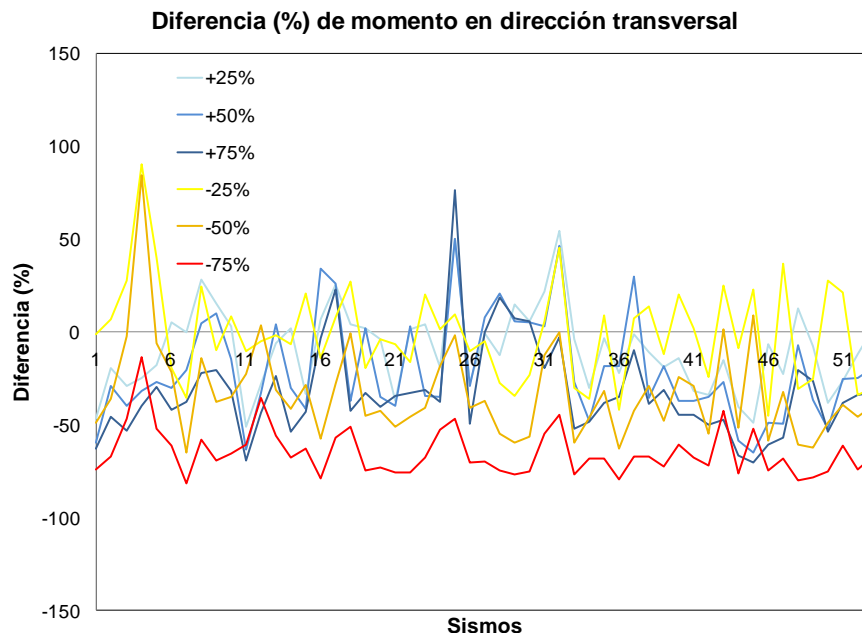


Figura 7.26 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente continuo.

Las gráficas 7.25, 7.26 y 7.27, muestran los momentos máximos, las diferencias normalizadas en momentos y los datos de diferencias de momentos máximos agrupados por cuartiles del nodo 7, respectivamente. En la figura 7.25, notamos que el momento máximo obtenido para el modelo de puente continuo con variaciones en la altura de la pila central fue de 14 446.96 ton-m, para el modelo regular, para el sismo número 34. En la figura 7.26, se puede ver que la diferencia normalizada máxima fue de 89.98%, para el sismo 4, cuando la pila central es disminuida un 25%, con una media de $\mu=20.56\%$ y una desviación estándar de $\sigma=15.60\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.76.

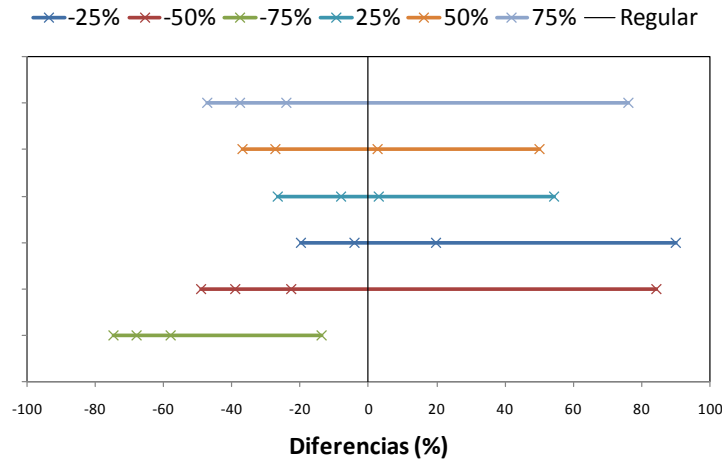


Figura 7.27 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles.

En la gráfica de la figura 7.27 se nota, de igual manera que para el puente continuo con variaciones en la altura de la pila central, que no hay una tendencia clara de los datos de momentos en casi todos los modelos irregulares, respecto al modelo regular, aumentan sin importar si la altura de la pila es disminuida o incrementada.

7.2.2 Variaciones en altura de pila adyacente

En la tabla 7.4, se muestran los periodos fundamentales del modelo de puente continuo regular y con variaciones en la pila adyacente y las direcciones de los modos de vibrar correspondientes. Los resultados son similares a los de la tabla 7.3, cuando se varía la altura de la pila central. El cambio entre el periodo del segundo modo del modelo regular y el máximo periodo del segundo modo del modelo irregular es de 12.57%, siendo menor que el obtenido del modelo con variaciones en la longitud de la pila central. Para este modelo, se muestran los resultados de desplazamientos máximos del nodo 3 en la figura 7.28. Las diferencias normalizadas se muestran en la figura 7.29.

En la figura 7.28 podemos observar que el máximo desplazamiento obtenido fue para el registro 34 de la estación Sicartsa (SICC), de 5.02 cm para el modelo regular. Las gráficas de los desplazamientos transversales de todos los nodos extremos de las pilas, así como, las gráficas de cortantes y momentos máximos, y las gráficas de las diferencias normalizadas, correspondientes a desplazamientos, cortantes y momentos máximos, se muestran en el Anexo 4.

Tabla 7.4. Periodos fundamentales

VARIACIÓN	T ₁		T ₂	
Regular	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical
Pila adyacente aumentada en un 25%	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical
Pila adyacente aumentada en un 50%	0.581	Dirección Vertical	0.523	Dirección Transversal
Pila adyacente aumentada en un 75%	0.581	Dirección Vertical	0.564	Dirección Transversal
Pila adyacente disminuida en un -25%	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical
Pila adyacente disminuida en un -50%	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical
Pila adyacente disminuida en un -75%	0.581	Dirección Vertical	0.501	Dirección Vertical

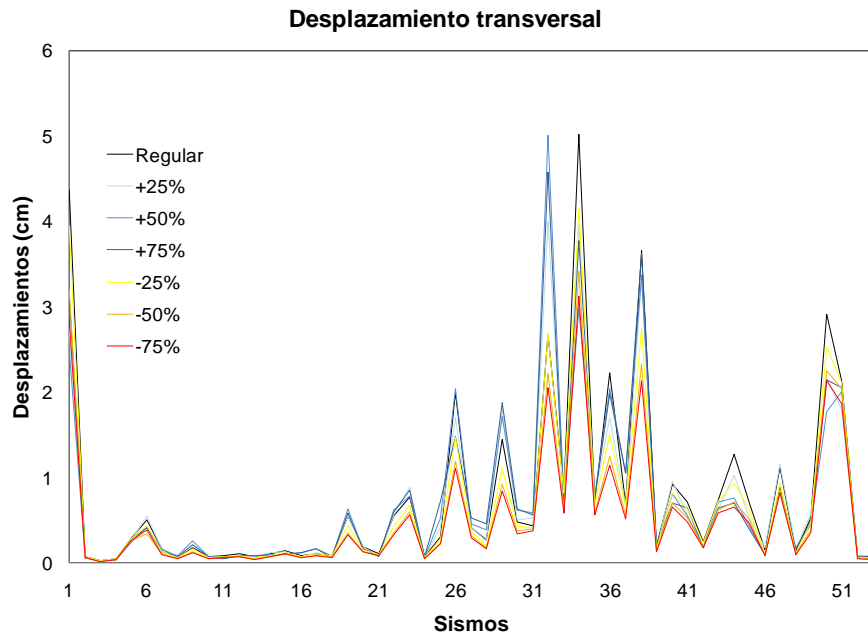


Figura 7.28 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente continuo.

En la figura 7.29 se puede notar que el valor máximo de la diferencia normalizada es de 138.13%, para el modelo de puente con la longitud de la pila adyacente incrementada en 75%, con una media de $\mu=24.55\%$, una desviación estándar de $\sigma=22.87\%$ y coeficiente de variación de 0.93.

De igual manera, es complicado dar conclusiones con los datos obtenidos, de manera que en la figura 7.30, se muestran los datos agrupados por cuartiles. La tendencia observada es similar a las obtenidas con los modelos anteriores, con variaciones en la pila central y adyacente, nuevamente, las diferencias normalizadas entre los modelos irregulares y el regular, en cada caso, se aproxima a una función cuadrática. Sin embargo, el comportamiento entre este modelo y el modelo de puente continuo con variaciones en la pila central difiere en que, es mucho mayor la influencia de la respuesta en desplazamientos, al aumentar la altura de la pila central, que al aumentar la altura de la pila adyacente. Es decir, aumentar la pila central 75%, da una diferencia con respecto al modelo regular de aproximadamente 410%, mientras que, aumentar el mismo porcentaje a la altura de la pila adyacente, implica solo un

aumento de aproximadamente 140%. Por lo que, del mismo modo, es más vulnerable un puente con variaciones en la altura de la pila central, que un puente con variaciones en pilas cercanas a los estribos.

En el Anexo 2 se muestran las líneas de tendencia lineal y cuadrática y el coeficiente de correlación de ambas como prueba de ajuste. La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación del modelo de puente continuo con variaciones en la altura de la pila adyacente es:

$$I_d = 0.009v_p^2 + 0.95v_p + 16 \quad (7.4)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p .

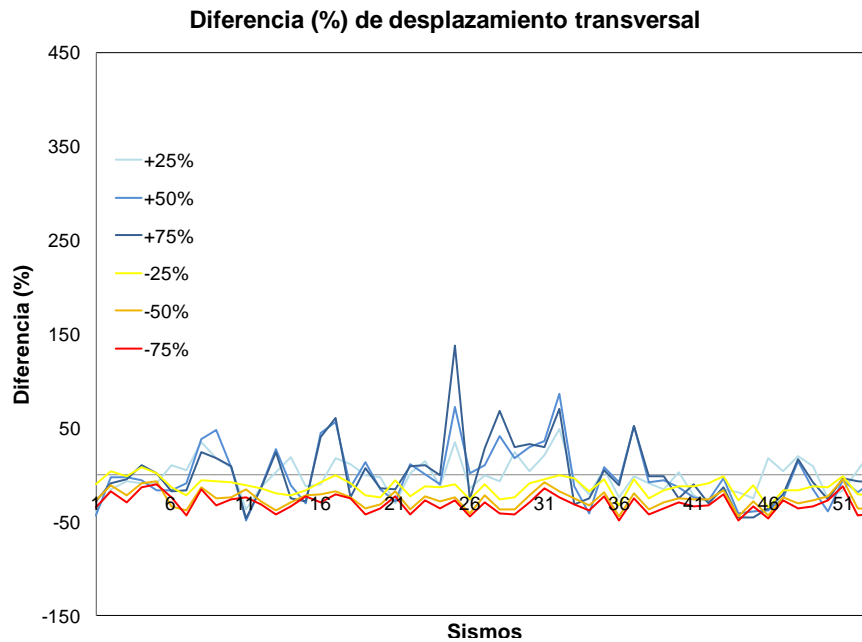


Figura 7.29 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente continuo.

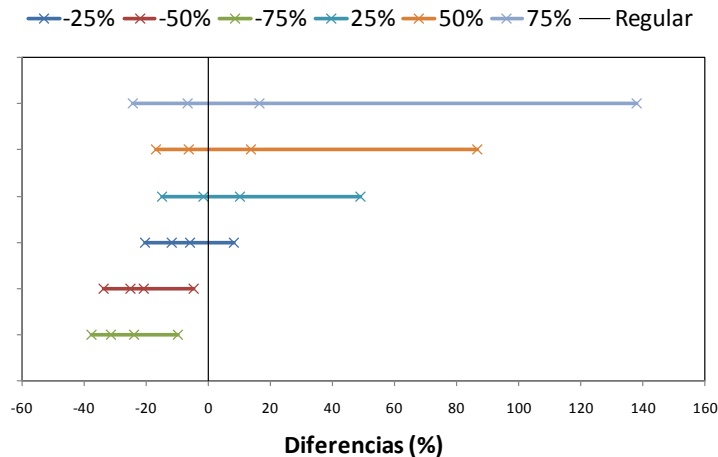


Figura 7.30 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

En la figura 7.31 se muestran graficadas las fuerzas cortantes máximas del nodo 7, cuando se varía la altura de la pila adyacente. En ésta, podemos notar que la fuerza cortante máxima se presenta cuando se aumenta la pila en un 50% con un valor de 1075.67 ton, para el sismo número 32. Para el puente regular, la fuerza cortante máxima, cuando el modelo se somete a la misma excitación, es de 577.01 ton. La fuerza cortante máxima para el puente regular es de 1068.82 ton, y se presenta para el registro 34 de la estación Sicartsa (SICC). El puente con la pila incrementada en un 50% y sometida al mismo registro da un valor de fuerza cortante de 637.07 ton.

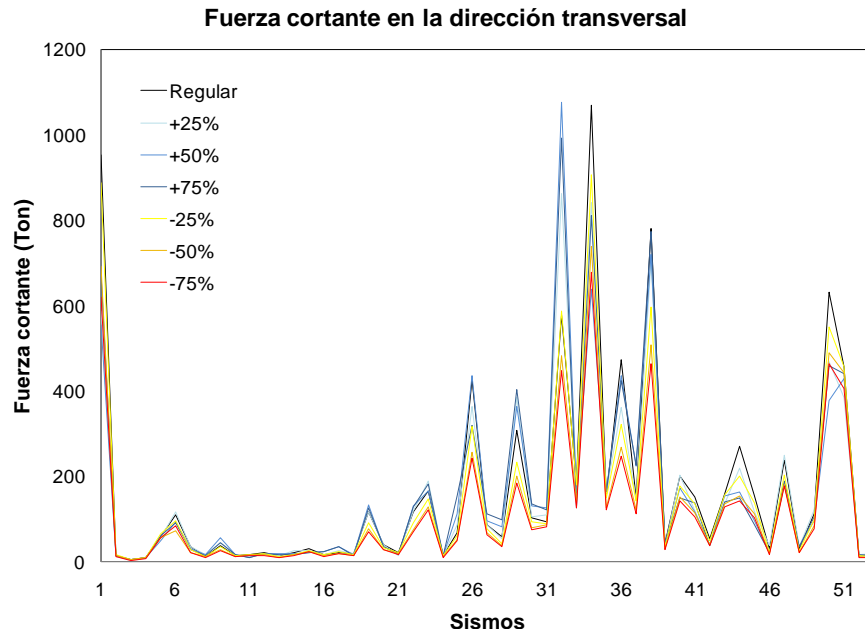


Figura 7.31 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente continuo.

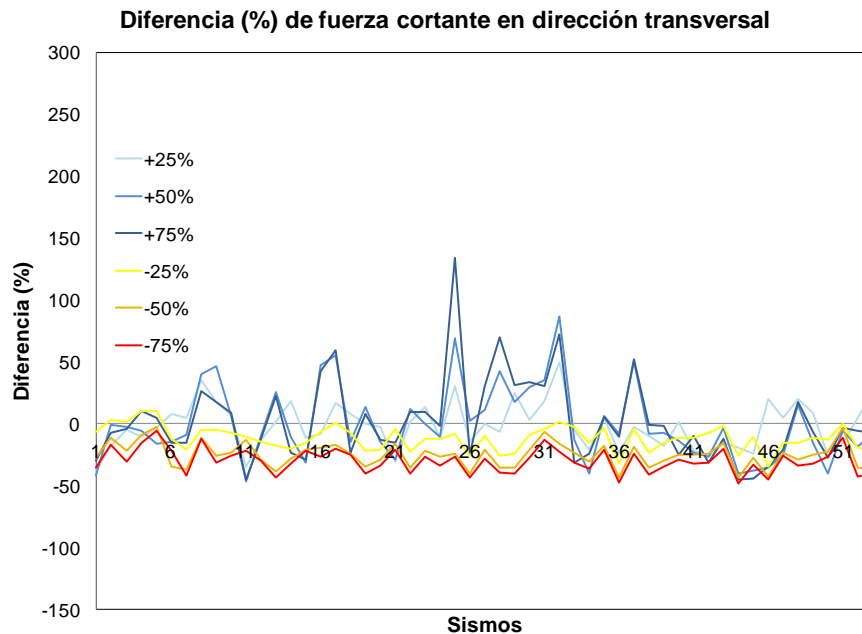


Figura 7.32 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente continuo.

En la figura 7.32 se muestran los datos de las diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas, obtenidas de la ecuación 6.1, en ella, podemos observar que el valor máximo de la diferencia normalizada encontrado fue de 133.78%, para el modelo de puente con longitud incrementada en un 75%, con una media de $\mu=24.43\%$ y una desviación estándar de $\sigma=22.64\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.93.

Se grafican las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles, y se obtiene la gráfica mostrada en la figura 7.33. En esta gráfica, podemos observar una tendencia similar a la obtenida con el modelo de puente monolítico con variaciones en la pila adyacente. En este caso, aumentar la pila adyacente un 75%, implica un aumento de fuerzas cortantes sobre la pila central de aproximadamente 134%.

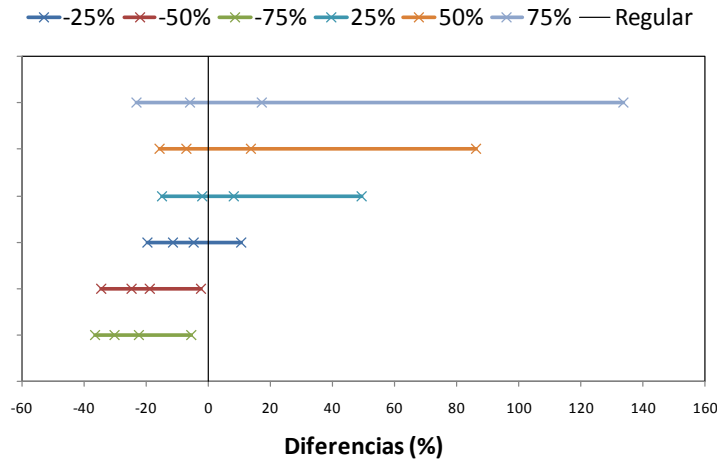


Figura 7.33 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles.

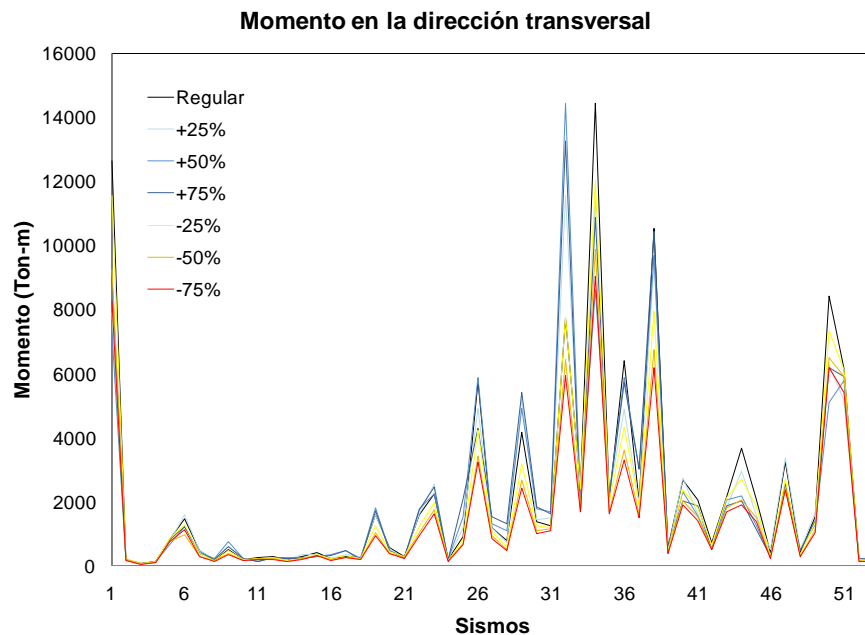


Figura 7.34 Momentos máximos obtenidos para el puente continuo.

Asimismo, se graficaron los momentos máximos del nodo 7, con las variaciones correspondientes para la pila adyacente, como se puede notar en la figura 7.34. El momento máximo encontrado es de 14 446.96 ton-m, para el sismo con el número 34 de la tabla 6.2, para el modelo regular. De igual forma, se graficaron las diferencias normalizadas en porcentajes, como se muestra en la figura 7.35. En esta figura podemos notar que la diferencia normalizada máxima presentada es de 136.89%, con media de $\mu=24.54\%$ y una desviación estándar de $\sigma=22.79\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.93, con el registro número 25, para la pila incrementada en 75%.

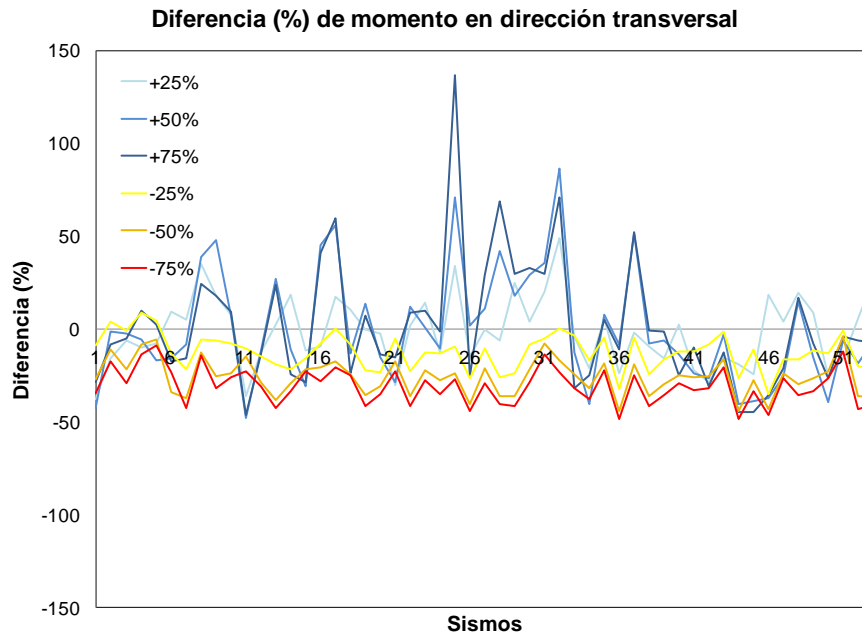


Figura 7.35 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente continuo.

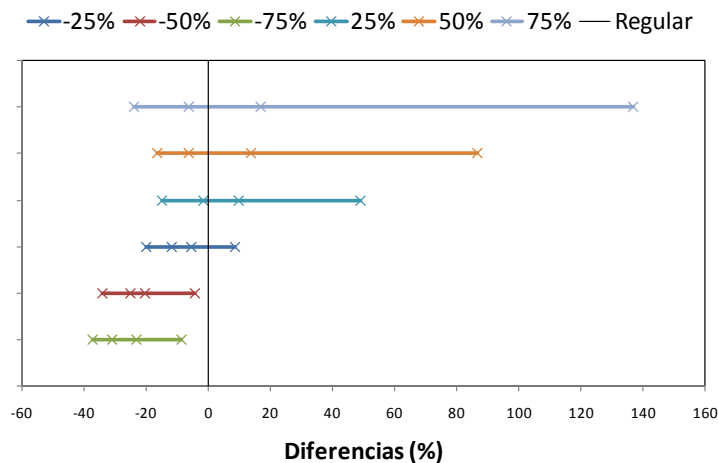


Figura 7.36 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles.

Del mismo modo, se elaboró una gráfica con los datos de momentos máximos en porcentajes de los modelos irregulares, respecto a los modelos regulares, agrupados por cuartiles, como se muestra en la figura 7.36, con el fin de establecer una tendencia en la susceptibilidad de los puentes. Podemos decir que,

la tendencia de la respuesta en momentos de la pila central, cuando se varía la altura de la pila adyacente, es similar a la respuesta en desplazamientos; es decir, al aumentar la altura de la pila adyacente, se aumentan los momentos actuantes en la pila central, y viceversa.

7.3 Modelo 3, puente simplemente apoyado

7.3.1 Variaciones en altura de pila central

Los periodos fundamentales y las direcciones de los modos de vibrar correspondientes obtenidos para el modelo original y para los modelos con variación de la pila central se presentan en la tabla 7.5. De estos datos podemos notar que no existe un cambio en la variación de los periodos de los modelos regulares e irregulares, sin embargo, son mayores a los modelos anteriores, por lo que, estas estructuras se someten a diferentes ordenadas espectrales.

Tabla 7.5 Periodos fundamentales

VARIACIÓN	T ₁		T ₂	
Regular	0.701	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila central aumentada en un 25%	0.701	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila central aumentada en un 50%	0.701	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila central aumentada en un 75%	0.701	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila central disminuida en un -25%	0.701	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila central disminuida en un -50%	0.701	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila central disminuida en un -75%	0.701	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal

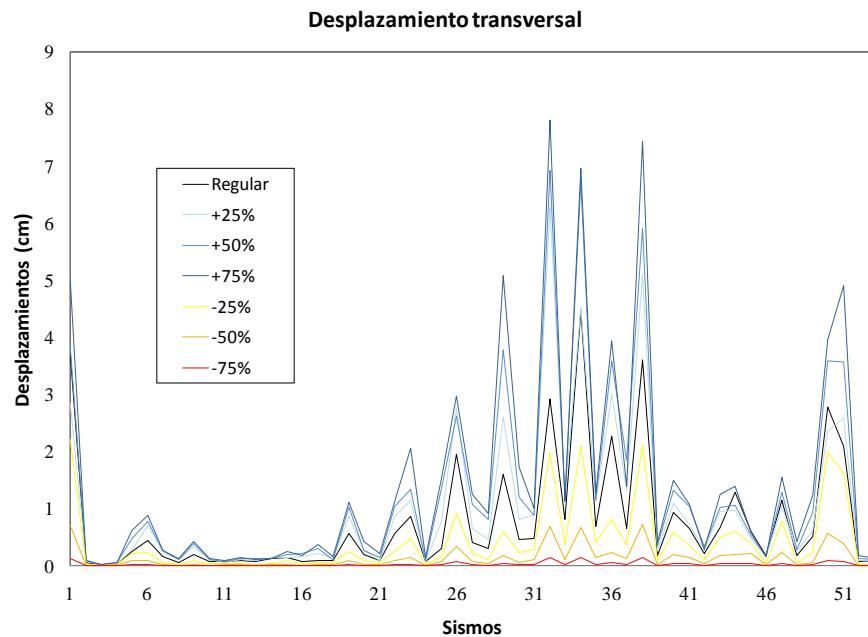


Figura 7.37 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente simplemente apoyado.

En la figura 7.37 se muestran los desplazamientos máximos en la dirección transversal del nodo 3, obtenidos para cada excitación, mientras que en la figura 7.38 se presentan las diferencias porcentuales en los desplazamientos de modelos regulares e irregulares. En el Anexo 5 de este trabajo se muestran las gráficas de los desplazamientos, cortantes y momentos de los nodos extremos de las pilas.

El desplazamiento máximo encontrado fue de 7.82 cm, cuando la pila central se aumentó en un 75% con el registro de la estación Sicartsa (SICC) con el número 32 en la tabla 6.2. Para el puente regular, el desplazamiento obtenido con el mismo registro fue de 2.91 cm. El valor máximo de la diferencia normalizada fue de 414% para un aumento en la pila central de 75%, con una media de $\mu=108.40\%$ y una desviación estándar de $\sigma=76.68\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.71, este valor es menor a las tipologías anteriores de puentes.

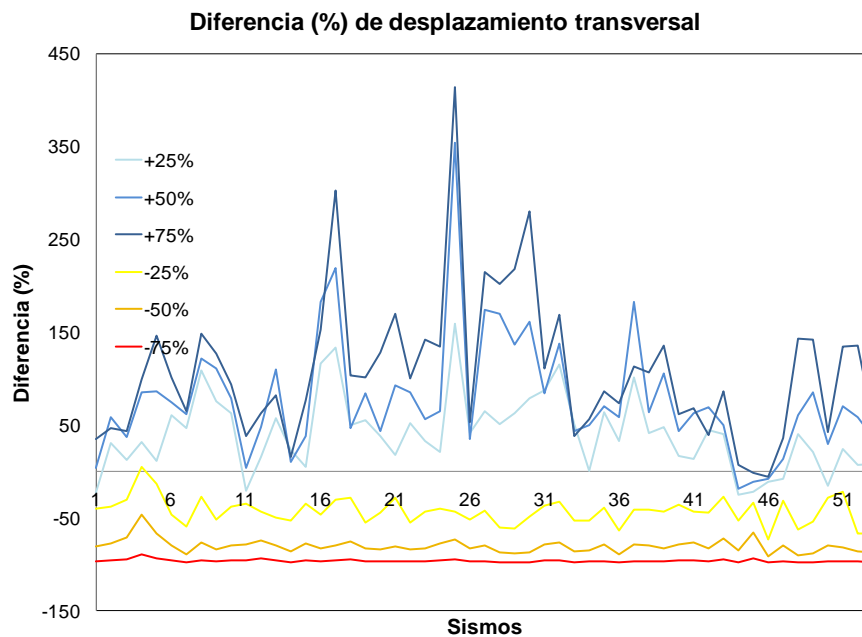


Figura 7.38 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente simplemente apoyado.

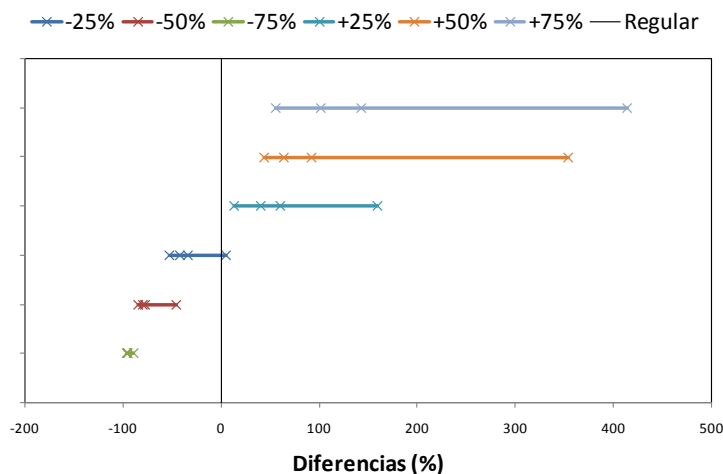


Figura 7.39 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

En la figura 7.39 se muestran graficados los valores de las diferencias normalizadas, de desplazamientos por cuartiles Q_1 , Q_2 , Q_3 , Q_4 , donde se observan tendencias similares a los resultados de los modelos anteriores con variaciones en la altura de la pila central. La diferencia máxima normalizada del modelo de puente simplemente apoyado es de 414%, comparados con los 408.47% del puente continuo y 404.7% del puente monolítico. Entonces, los valores obtenidos en las tres tipologías son parecidos.

En el Anexo 2 se muestran las líneas de tendencia lineal y cuadrática y el coeficiente de correlación de ambas como prueba de ajuste. La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación del modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila central es:

$$I_d = 0.022v_p^2 + 3.52v_p + 60 \quad (7.5)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p .

En la figura 7.40 se muestran graficadas las fuerzas cortantes máximas del nodo 7. En esta figura podemos notar que la fuerza cortante máxima se presenta cuando se disminuye la altura de la pila en un 25% con un valor de 1089.12 ton, para el sismo número 1. Para el puente regular, la fuerza cortante máxima, cuando el modelo se somete a la misma excitación, es de 849.44 ton. La fuerza cortante máxima para el puente regular es de 1012.98 ton y se presenta para el registro 34 de la estación SICC. El puente con la pila disminuida en un 25% y sometida al mismo registro nos da un valor de fuerza cortante de 1015.80 ton. De la figura 7.41, podemos observar que el valor máximo de la diferencia normalizada encontrado fue de 191.7%, para el modelo de puente con longitud disminuida en un 50%, con una media de $\mu=29.72\%$ y una desviación estándar de $\sigma=30.72\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 1.03.

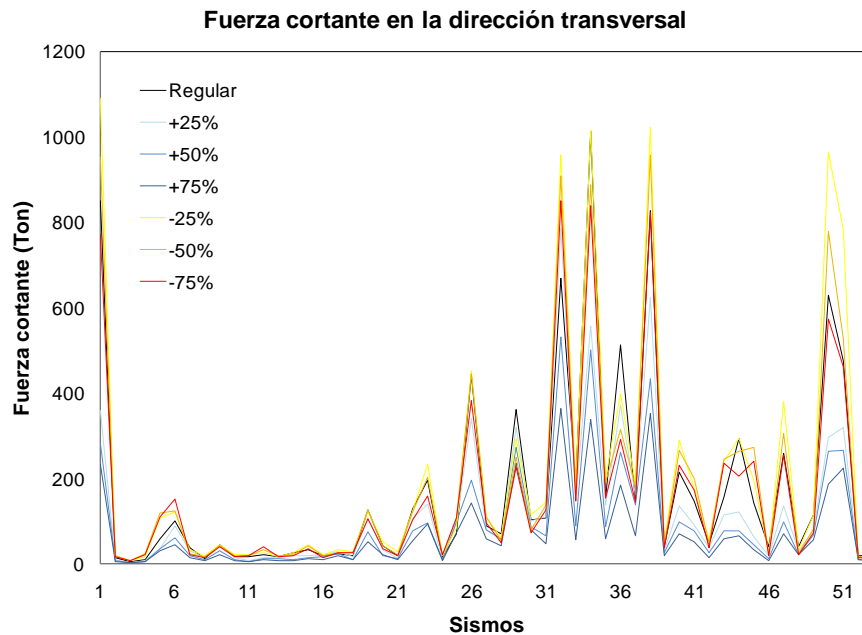


Figura 7.40 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente simplemente apoyado.

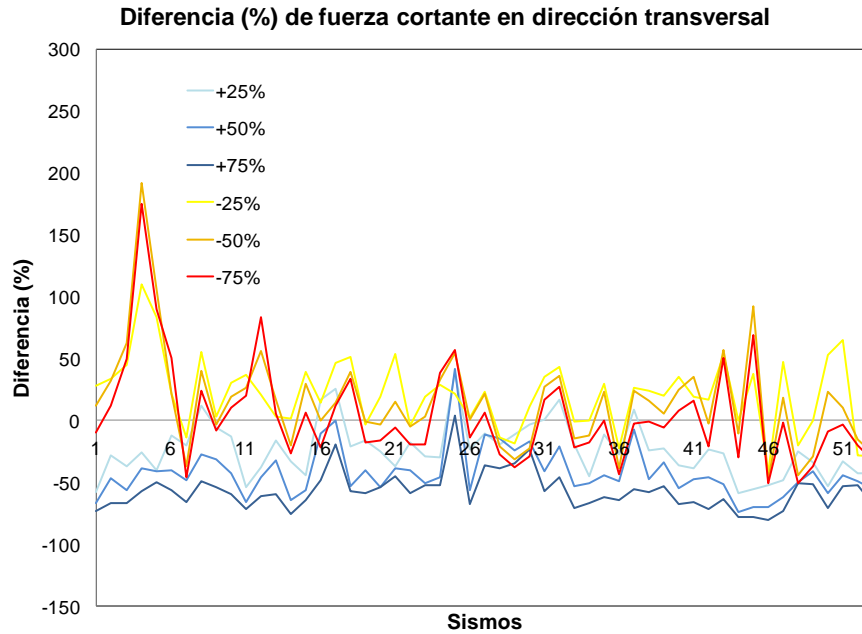


Figura 7.41 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente simplemente apoyado.

En la figura 7.42, se muestran los datos de las diferencias normalizadas de las fuerzas cortantes máximas, de los modelos irregulares, respecto al modelo regular, agrupadas por cuartiles. En la gráfica podemos notar que, de la misma manera que para los modelos de puente monolítico y continuo, cuando se aumenta la altura de la pila central, disminuye la fuerza cortante actuante, y por el contrario, cuando se disminuye la altura de la pila central, esta fuerza cortante aumenta, siendo el aumento de la fuerza cortante para el modelo de puente simplemente apoyado de 191.70%, respecto al modelo regular.

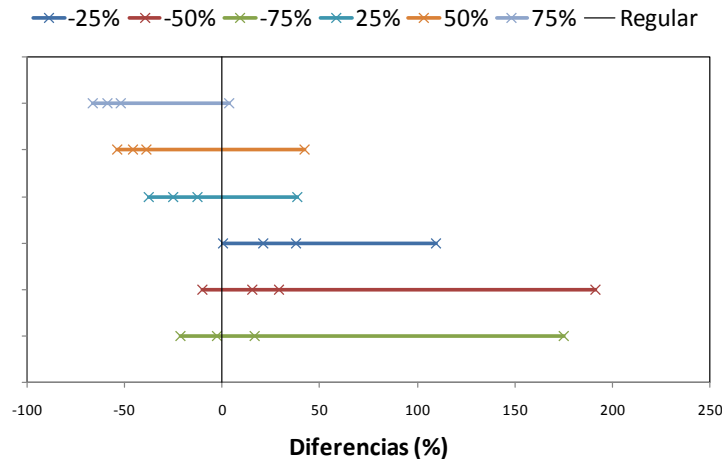


Figura 7.42 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles.

Las gráficas de los momentos máximos, las diferencias normalizadas, y los datos de las diferencias normalizadas, agrupados por cuartiles, del nodo 7, se muestran en las figuras 7.43, 7.44 y 7.45, respectivamente. El momento máximo obtenido fue para el puente regular, con el registro del sismo

número 34, con valor de 13 597.36 ton-m, la máxima diferencia normalizada que se obtuvo fue de 109.68%, para el modelo con pila incrementada un 50%, para el registro número 25, con media $\mu=28.70$ y una desviación estándar de $\sigma=18.19\%$, con coeficiente de variación de 0.63.

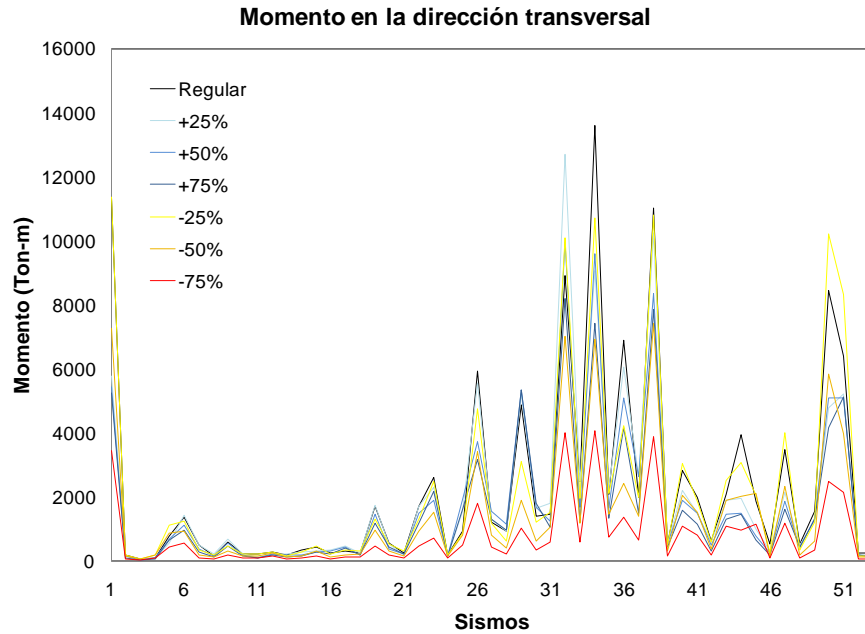


Figura 7.43 Momentos máximos obtenidos para el puente simplemente apoyado.

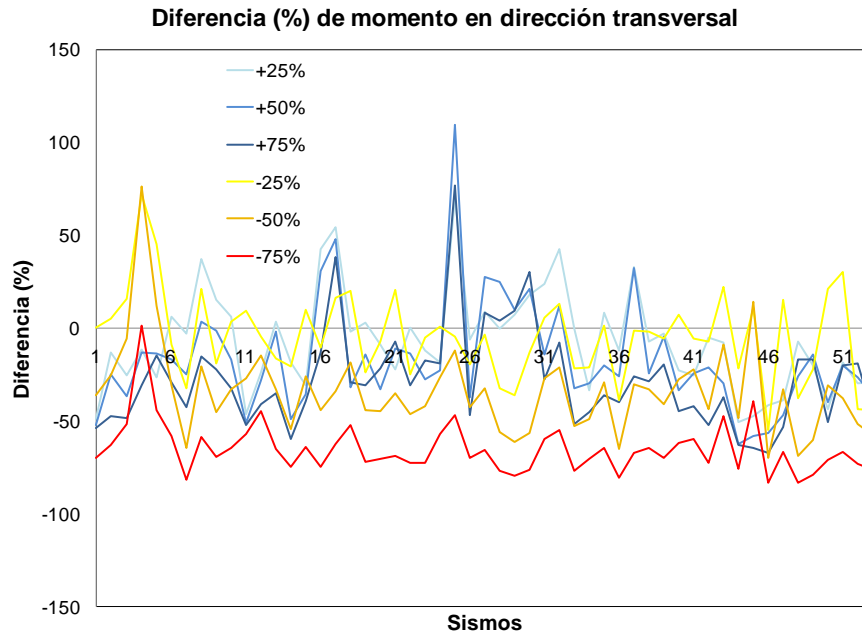


Figura 7.44 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente simplemente apoyado.

La gráfica de datos agrupados por cuartiles, figura 7.45, hace notar que para el puente simplemente apoyado, con variaciones en la altura de la pila central, no hay una tendencia clara de los datos. Los momentos en casi todos los modelos irregulares, respecto al modelo regular, aumentan sin importar si la altura de la pila es disminuida o incrementada, similar a los casos de puente monolítico y continuo, mencionados anteriormente.

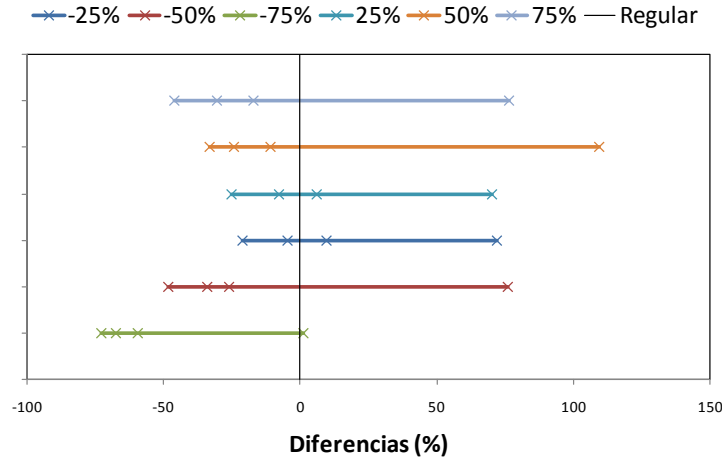


Figura 7.45 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles.

7.3.2 Variaciones en altura de pila adyacente

Los periodos fundamentales para el modelo simplemente apoyado regular y con variaciones en pila adyacente se muestran en la tabla 7.6, así como, las direcciones de los modos de vibrar correspondientes. Se observa que el periodo fundamental, entre modelos regulares e irregulares, varía desde 0.701 s a 1.665 s. Además, podemos notar que con estos modelos se tienen los mayores periodos fundamentales, esto es, las estructuras más flexibles. En esta sección, se presentan las gráficas de desplazamientos y sus diferencias normalizadas, del nodo 3, gráficas de cortante y momentos máximos del nodo 7, así como sus diferencias normalizadas. En el Anexo 5, se presentan las gráficas de los nodos restantes.

Tabla 7.6 Periodos fundamentales

VARIACIÓN	T ₁		T ₂	
Regular	0.701	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila adyacente aumentada en un 25%	0.986	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila adyacente aumentada en un 50%	1.308	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila adyacente aumentada en un 75%	1.665	Dirección Longitudinal	0.701	Dirección Longitudinal
Pila adyacente disminuida en un -25%	0.701	Dirección Longitudinal	0.581	Dirección Vertical
Pila adyacente disminuida en un -50%	0.701	Dirección Longitudinal	0.581	Dirección Vertical
Pila adyacente disminuida en un -75%	0.701	Dirección Longitudinal	0.581	Dirección Vertical

En la figura 7.46 se muestran los resultados de los desplazamientos máximos del nodo 3 obtenidos para el puente simplemente apoyado. El desplazamiento máximo obtenido es de 4.68 cm, para el sismo 32 de la estación Sicartsa (SICC) cuando la pila es incrementada un 50%, mientras que para el mismo registro el puente regular únicamente se desplaza 2.91 cm. Las diferencias normalizadas obtenidas con la ecuación 6.1 para este modelo se encuentran graficados en la figura 7.47. La diferencia normalizada máxima es de 144.40% para el puente con la pila incrementada en un 75%, con una media de $\mu=23.59$ y una desviación estándar de $\sigma=23.43\%$, con coeficiente de variación de 0.99.

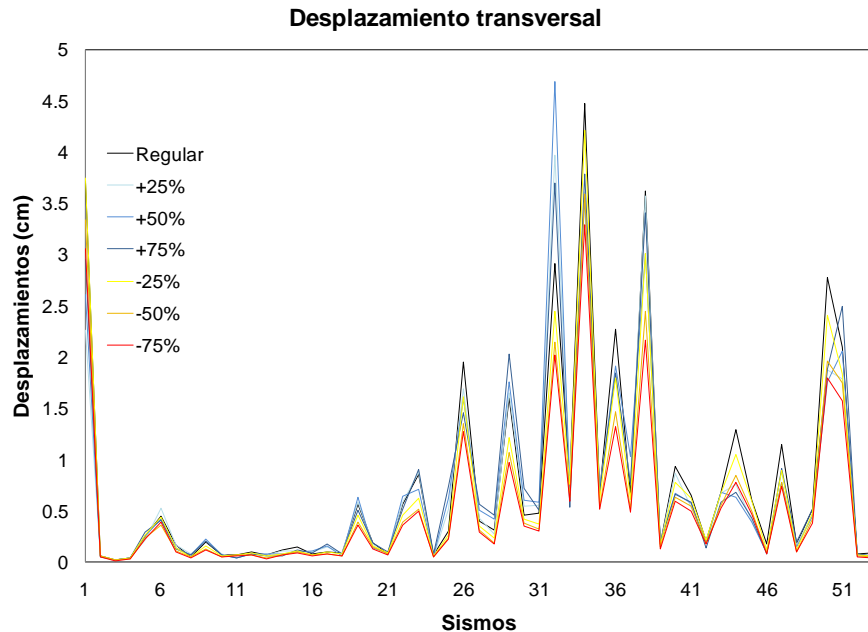


Figura 7.46 Desplazamientos máximos obtenidos para el puente simplemente apoyado.

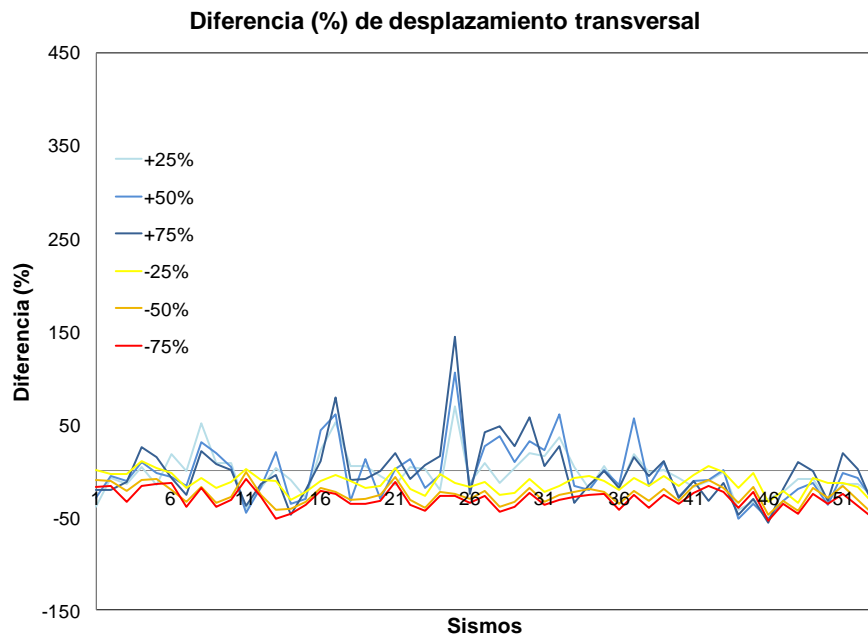


Figura 7.47 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje para el puente simplemente apoyado.

En la figura 7.48 están graficados los valores de las diferencias por cuartiles. La tendencia de los desplazamientos que se producen en el puente simplemente apoyado es similar a las que se produjeron en los modelos anteriores. Sin embargo, es mucho mayor la influencia de la respuesta en desplazamientos al aumentar la altura de la pila central, que aumentar la altura de la pila adyacente. Es decir, aumentar la pila central 75%, da una diferencia máxima con respecto al modelo regular de aproximadamente 414%, mientras que aumentar el mismo porcentaje a la altura de la pila adyacente, implica solo un aumento de aproximadamente 144%. Concluyendo, nuevamente, que es más vulnerable un puente con variaciones en la altura de la pila central, que un puente con variaciones en pilas extremas.

En el Anexo 2 se muestran las líneas de tendencia lineal y cuadrática y el coeficiente de correlación de ambas como prueba de ajuste. La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación del modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila adyacente es:

$$I_d = 0.008v_p^2 + 1.05v_p + 25 \quad (7.6)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p .

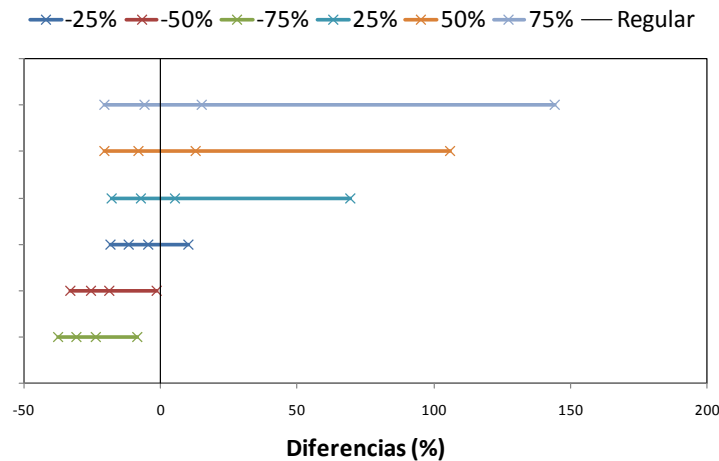


Figura 7.48 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

Las fuerzas cortantes máximas para el modelo de puente simplemente apoyado, del nodo 7, se muestran graficadas en la figura 7.49. En esta figura podemos notar que la fuerza cortante máxima se presenta cuando se aumenta la pila en un 50% con un valor de 1062.99 ton, para el sismo número 32. Para el puente regular, la fuerza cortante máxima, cuando el modelo se somete a la misma excitación, es de 668.99 ton.

La fuerza cortante máxima para el puente regular es de 1012.98 ton y se presenta para el registro 34 de la estación Sicartsa (SICC). El puente con la pila incrementada en un 50% y sometido al mismo registro nos da un valor de fuerza cortante de 804.92 ton.

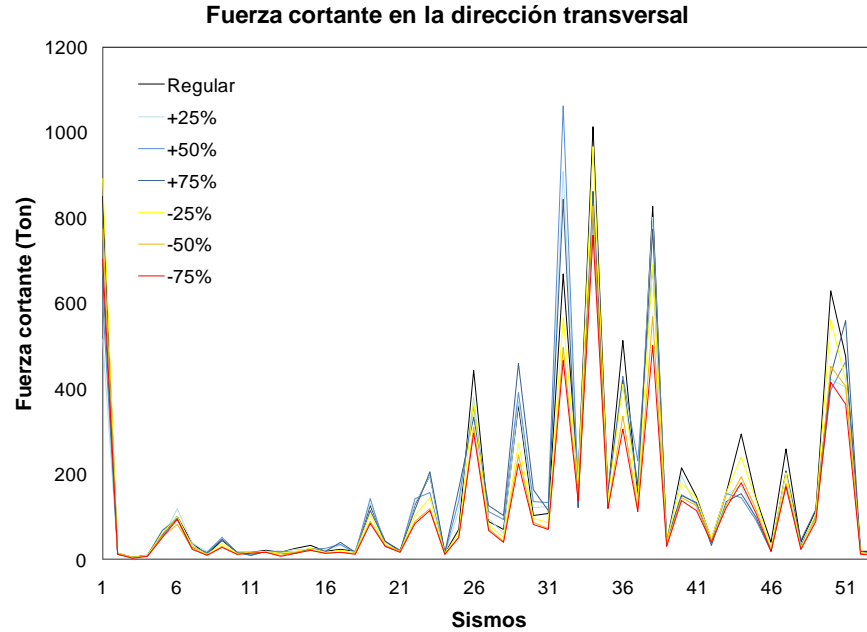


Figura 7.49 Fuerzas cortantes máximas obtenidas para el puente simplemente apoyado.

De la figura 7.50, podemos observar que el valor máximo de la diferencia normalizada encontrado fue de 141.54%, para el modelo de puente con longitud incrementada en un 75%, con una media de $\mu=23.30\%$ y una desviación estándar de $\sigma=23.05\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.99.

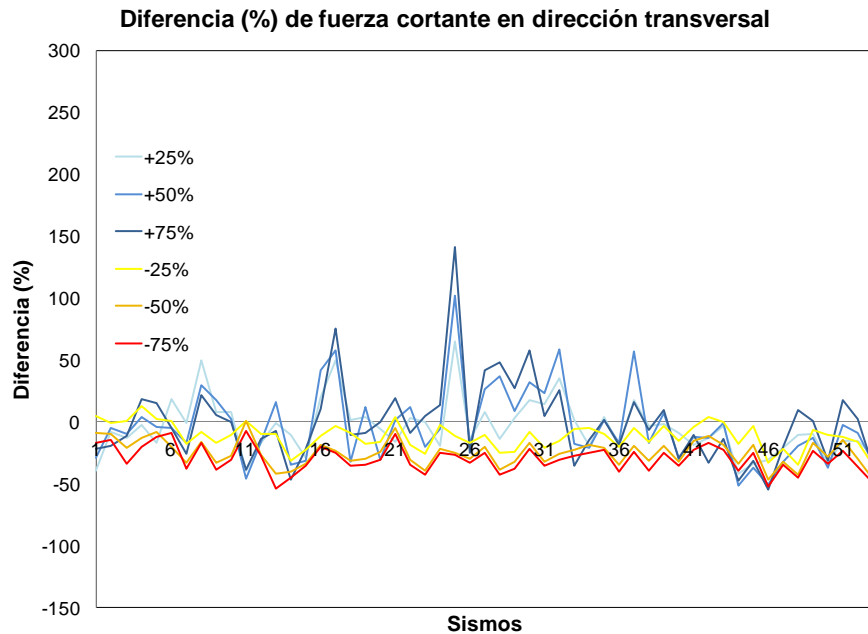


Figura 7.50 Diferencias normalizadas de fuerzas cortantes máximas en porcentaje para el puente simplemente apoyado.

En la figura 7.51 se muestran las diferencias en fuerzas cortantes por cuartiles. En esta gráfica, se puede notar una tendencia similar a las obtenidas con los modelos anteriores con variaciones en la pila adyacente. Del mismo modo, aumentar la altura de una pila adyacente, implica una disminución de las fuerzas cortantes sobre esa misma pila, pero un aumento de las fuerzas cortantes sobre la pila central. En este caso, aumentar la pila adyacente un 75%, implica un aumento de fuerzas cortantes sobre la pila central de aproximadamente 142%.

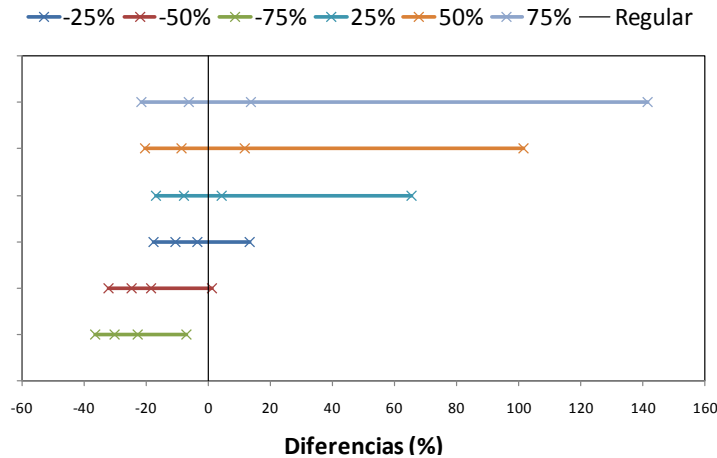


Figura 7.51 Distribución de las diferencias de fuerzas cortantes por cuartiles.

En la gráfica 7.52 se muestran los momentos máximos obtenidos para el nodo 7, del modelo simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila adyacente. De esta gráfica, notamos que el valor del momento máximo que se obtuvo para la base de 53 acelerogramas fue de 14 250.51 ton-m, para el registro número 32, cuando la pila adyacente fue incrementada un 50%, mientras que el momento presentado en el puente regular con el mismo sismo es de 8893.96 ton-m. El momento máximo para el puente regular es de 13 597.36 ton-m, para el registro número 34 de la tabla 6.2.

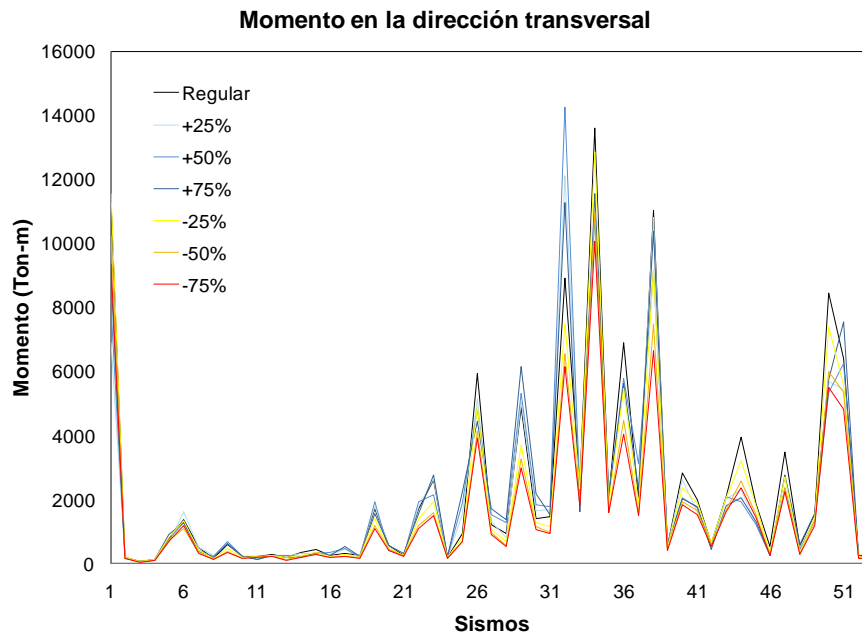


Figura 7.52 Momentos máximos obtenidos para el puente simplemente apoyado.

En la gráfica 7.53 se presentan las diferencias normalizadas calculadas con la ecuación 6.1, de ella, podemos observar que la diferencia máxima normalizada se encontró para la pila incrementada en 75%, y fue de 143.63%, con media de $\mu=23.51\%$ y una desviación estándar de $\sigma=23.32\%$, por lo que el coeficiente de variación es de 0.99.

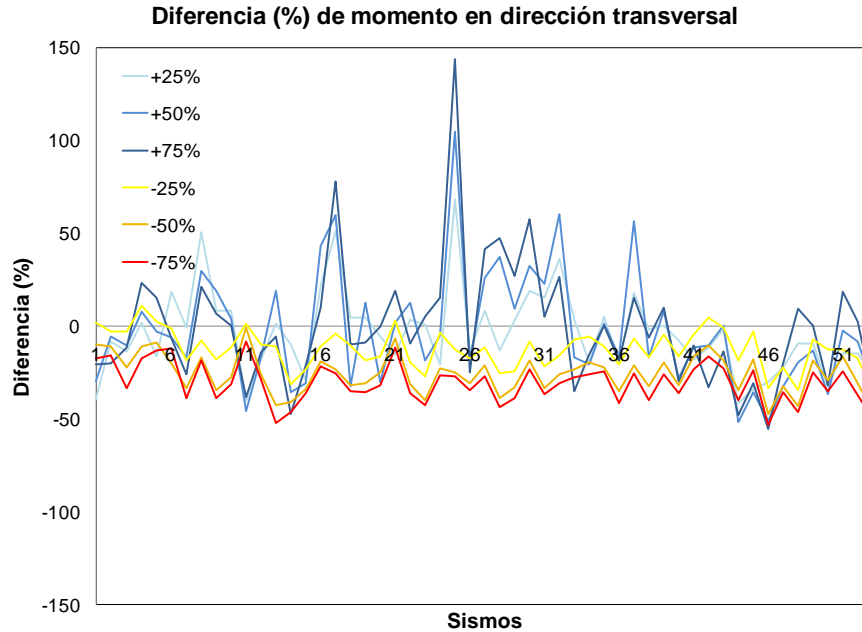


Figura 7.53 Diferencias normalizadas de momentos máximos en porcentaje para el puente simplemente apoyado.

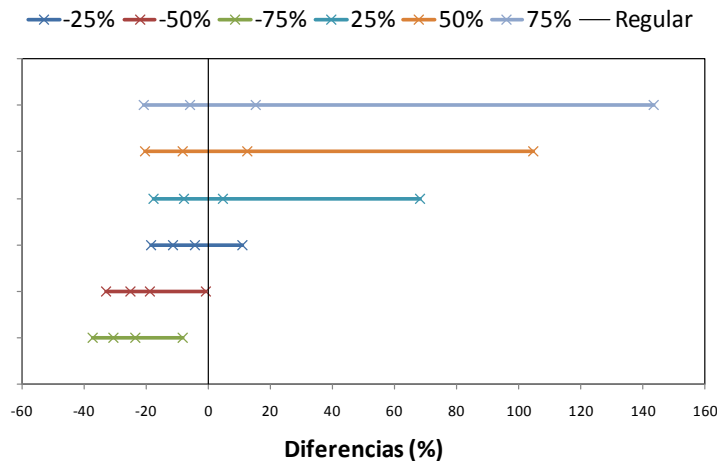


Figura 7.54 Distribución de las diferencias de momentos por cuartiles.

Los datos obtenidos para la diferencia normalizada, calculada con la ecuación 6.1, se agruparon por cuartiles, y se muestran graficados en la figura 7.54. De esta figura notamos que la tendencia de la respuesta en momentos de la pila central cuando se varía la altura de la pila adyacente es similar a la respuesta en desplazamientos.

7.4 Revisión de un modelo de puente sujeto a registros sísmicos agrupados por características similares

En esta sección se presenta una revisión de las tendencias de las gráficas de desplazamientos para el modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila central, cuando éste es sujeto a excitaciones sísmicas clasificadas de acuerdo a características similares, como son tipo de suelo, distancia epicentral y nivel de aceleración.

7.4.1 Revisión por tipo de suelo

De acuerdo a la tabla 6.2, se seleccionaron los 31 registros medidos en estaciones situadas en suelo tipo roca y se determinaron las diferencias normalizadas de desplazamientos calculadas con la ecuación 6.1. En la figura 7.55 se muestran los datos obtenidos agrupados por cuartiles. La tendencia de los desplazamientos que se producen es similar a la obtenida de los modelos anteriores. La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación es:

$$I_d = 0.023v_p^2 + 3.66v_p + 48 \quad (7.7)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p . Comparando la ecuación 7.7 con la ecuación 7.5 se observa muy poca variación. Por ejemplo, si la altura de la pila central está aumentada 50% respecto al modelo regular, la ecuación 7.5 nos daría un incremento de desplazamientos de 291%, respecto al desplazamiento obtenido con el modelo regular, mientras que, la ecuación 7.7 nos daría un incremento de 288.5% del desplazamiento del modelo regular, es decir, los valores son similares.

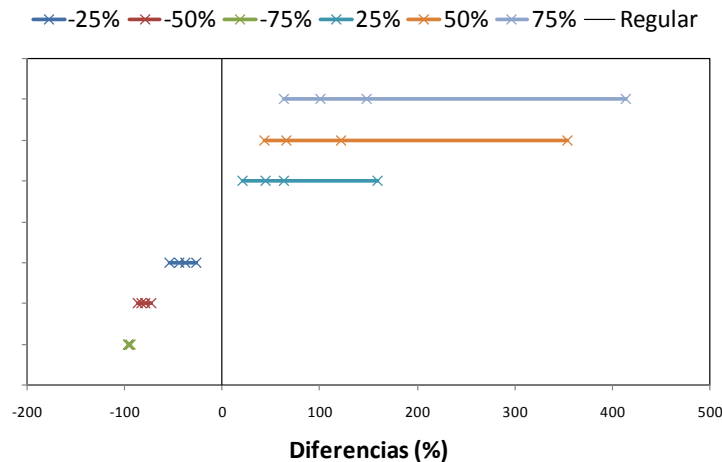


Figura 7.55 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

7.4.2 Revisión por distancia epicentral (R)

De la tabla 6.2, se seleccionaron 29 registros que corresponden a estaciones ubicadas a una distancia epicentral mayor a 100 km. En la gráfica 7.56 se muestran los valores por cuartiles de las diferencias

normalizadas de desplazamientos. En ella podemos notar que la tendencia es similar a las obtenidas anteriormente. La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación es:

$$I_d = 0.022v_p^2 + 3.62v_p + 53 \quad (7.8)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p . De la misma manera, sustituyendo la variación del 50% en la ecuación 7.8, obtenemos un incremento de desplazamientos respecto al modelo regular 289%, que es similar al incremento de 291% obtenido de la ecuación 7.5.

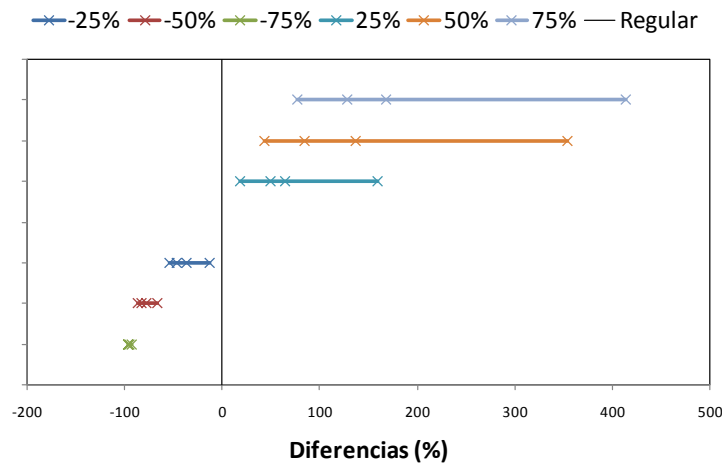


Figura 7.56 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

7.4.3 Revisión por nivel de aceleración

Las aceleraciones máximas de todos los registros se agruparon en seis niveles de aceleración. El grupo más numeroso, 36 elementos, entre 4.98 cm/s² y 70.19 cm/s², se utilizó para verificar la tendencia de las diferencias normalizadas de desplazamientos. Los datos obtenidos se graficaron por cuartiles, tal como se muestra en la figura 7.57. También, se obtuvieron tendencias similares a los otros modelos.

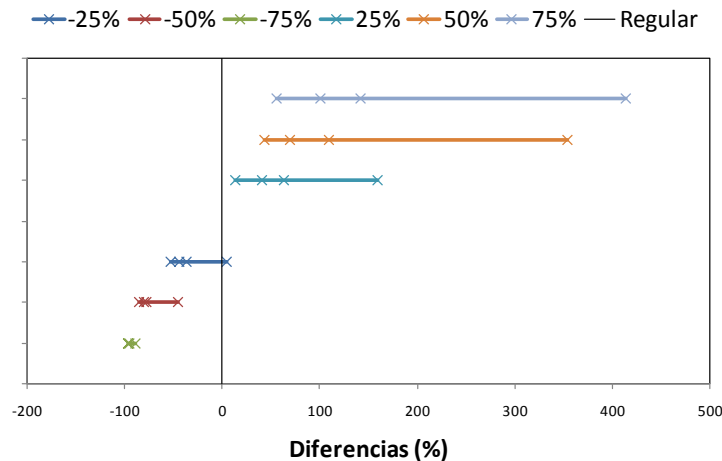


Figura 7.57 Distribución de las diferencias de desplazamientos por cuartiles.

La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación es:

$$I_d = 0.022v_p^2 + 3.52v_p + 60 \quad (7.9)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular, para una variación de pila dada, v_p . Comparando la ecuación 7.9 con la ecuación 7.5, observamos que los coeficientes de las ecuaciones son iguales.

El objetivo de esta revisión es realizar análisis utilizando registros sísmicos con características similares, comprendidas en tres categorías, de acuerdo al tipo de suelo, distancia epicentral y niveles de aceleraciones, y mostrar las tendencias del comportamiento de las respuestas en desplazamientos. Se puede notar que existe similitud en las tendencias. Entonces, aún agrupando por sismos con diferentes características, se observa que las gráficas de diferencias normalizadas no muestran una tendencia clara, por lo que dichas diferencias se analizan por cuartiles. Las curvas de tendencia de las diferencias normalizadas, agrupadas por cuartiles, son similares a las obtenidas con todos los datos, sin agrupar por alguna característica del sismo, por lo que se pueden considerar aceptables las líneas de tendencia de todos los modelos que consideren una mayor cantidad de registros sísmicos de diferentes características.

7.5 Resumen

En este apartado se presentan resúmenes de los resultados completos, incluyendo los ya presentados en las secciones anteriores de éste capítulo, organizado de la siguiente manera: observaciones de los resultados para desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos; resumen de desplazamientos máximos del nodo 3, las diferencias máximas normalizadas de los desplazamientos del nodo 3, el análisis estadístico de los valores absolutos de las diferencias normalizadas en desplazamientos (media, desviación estándar y coeficiente de variación) y las ecuaciones de regresiones cuadráticas para desplazamientos de cada modelo. Del mismo modo, se analizan los valores máximos, las máximas diferencias normalizadas y los análisis estadísticos correspondientes, para fuerzas cortantes y momentos, medidos en el nodo 7.

De las gráficas mostradas anteriormente de desplazamientos máximos y diferencias máximas normalizadas de desplazamientos, para todos los modelos con variaciones en ambas pilas (central y adyacente), se puede concluir que, la diferencia en desplazamientos al aumentar o disminuir la altura de la pila central o la pila adyacente, no es lineal, sino que se aproxima a una función cuadrática. Además, se observa que las diferencias máximas en desplazamientos, respecto al modelo regular, se presenta con la variación en la altura de la pila central, mientras que variar la altura de la pila adyacente proporciona diferencias normalizadas menores, esto debido a que la pila adyacente se encuentra cercana al estribo, y éste aporta mayor rigidez.

Cuando se disminuye la altura de la pila central, las fuerzas cortantes tienden a aumentar, mientras que aumentar la altura de la pila central, implica una disminución en las fuerzas cortantes. Sin embargo, un aumento en la altura de la pila adyacente representa un aumento de las fuerzas cortantes, y viceversa. Esto se debe a una redistribución de fuerzas que se presenta con el cambio en las rigideces de las pilas, es por ello que aumentar una pila adyacente implica un aumento de fuerzas cortantes en la pila central, y un aumento de la altura de la pila central implica disminución de las fuerzas cortantes sobre la misma pila.

Para los resultados de momentos, no existe una tendencia clara de los datos obtenidos, mientras que los resultados obtenidos para las fuerzas cortantes muestran el comportamiento esperado de redistribución de fuerzas, y finalmente, los resultados de desplazamientos indican líneas de tendencias claras, las cuales pueden ser aplicadas en algún método de evaluación preliminar.

En las tablas 7.7 y 7.8 se presentan los resultados de los desplazamientos máximos y las diferencias normalizadas de desplazamientos para los tres modelos, con variaciones en la altura de la pila central y la altura de la pila adyacente, respectivamente. Por su parte, en la tabla 7.9, se muestran las ecuaciones de regresión cuadrática para todos los modelos; y, por último, en la tabla 7.10, se presentan los parámetros estadísticos para las diferencias normalizadas de desplazamientos de todos los modelos y variaciones.

De las tablas 7.7 y 7.8 podemos notar que para el modelo de puente simplemente apoyado se tienen los menores desplazamientos y las mayores diferencias normalizadas. En la tabla 7.9 se observa que las ecuaciones de regresión son muy parecidas para todos los modelos. Por último, en la tabla 7.10 podemos ver que a mayor incremento de alturas existe mayor dispersión de los datos y viceversa, aunque los mayores cambios se presentan cuando se incrementa la longitud de las pilas que cuando se decrementa.

Tabla 7.7 Resumen de desplazamientos máximos del nodo 3.

Modelo	Regular	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	5.084	6.203	8.290	7.424	2.717	0.878	0.205
Continuo	5.019	6.166	8.250	7.436	2.628	0.856	0.201
Simplemente apoyado	4.470	6.285	6.925	7.818	2.226	0.734	0.143
Modelo	Regular	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	5.084	4.029	5.035	4.611	4.238	3.472	3.189
Continuo	5.019	3.998	5.003	4.579	4.142	3.407	3.117
Simplemente apoyado	4.470	3.966	4.683	3.719	4.209	3.587	3.285

Unidades en centímetros

Tabla 7.8 Resumen de diferencias máximas normalizadas de desplazamientos del nodo 3.

Modelo	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
	+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	129.44	218.01	404.67	-66.41	-88.97	-97.65
Continuo	130.02	219.54	408.47	-66.83	-89.00	-97.63
Simplemente apoyado	159.03	353.86	414.12	-73.01	-91.00	-98.20
Modelo	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
	+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	49.02	86.22	136.64	-34.70	-44.36	-49.03
Continuo	49.14	86.65	138.13	-34.92	-44.28	-48.92
Simplemente apoyado	69.29	106.10	144.40	-34.90	-47.88	-53.51

Unidades en porcentaje

Tabla 7.9 Resumen de ecuaciones de regresión cuadrática, para desplazamientos, nodo 3.

Modelo	ECUACIÓN DE REGRESIÓN CUADRÁTICA PILA CENTRAL
Monolítico	$I_d = 0.022v_p^2 + 3v_p + 38$
Continuo	$I_d = 0.022v_p^2 + 3.04v_p + 37$
Simplemente apoyado	$I_d = 0.022v_p^2 + 3.52v_p + 60$
Modelo	ECUACIÓN DE REGRESIÓN CUADRÁTICA PILA ADYACENTE
Monolítico	$I_d = 0.009v_p^2 + 0.93v_p + 16$
Continuo	$I_d = 0.009v_p^2 + 0.95v_p + 16$
Simplemente apoyado	$I_d = 0.008v_p^2 + 1.05v_p + 25$

I_d , porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular.

v_p , variaciones en altura de las pilas, en porcentaje.

Tabla 7.10 Resumen de parámetros estadísticos de desplazamientos del nodo 3.

Modelo	Parámetro	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	μ	38.99	70.38	92.07	39.79	78.30	95.41
	σ	29.25	53.77	71.76	14.34	8.68	1.76
	Cv	0.750	0.764	0.779	0.360	0.111	0.018
Continuo	μ	39.71	71.57	93.49	40.47	78.74	95.51
	σ	29.67	54.15	72.28	14.10	8.19	1.68
	Cv	0.747	0.757	0.773	0.348	0.104	0.018
Simplemente apoyado	μ	45.33	80.20	108.41	43.09	80.16	96.15
	σ	34.86	62.38	76.68	13.55	7.25	1.53
	Cv	0.769	0.778	0.707	0.314	0.090	0.016
Modelo	Parámetro	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	μ	15.21	23.65	24.56	13.27	25.80	30.59
	σ	11.05	18.59	22.63	8.56	9.90	9.94
	Cv	0.727	0.786	0.922	0.645	0.384	0.325
Continuo	μ	15.28	23.68	24.55	13.28	26.01	30.90
	σ	10.96	18.78	22.87	8.59	9.59	9.60
	Cv	0.718	0.793	0.932	0.647	0.369	0.311
Simplemente apoyado	μ	17.31	24.18	23.59	13.43	25.94	30.76
	σ	14.74	19.40	23.43	9.11	10.42	10.55
	Cv	0.851	0.802	0.993	0.678	0.402	0.343

Unidades en porcentaje para μ y σ , Cv adimensional.

En la tabla 7.11 se presentan los resultados de las fuerzas cortantes máximas para los tres modelos, con variaciones en las alturas de las pilas, central y adyacente. En la tabla 7.12 se observan los resultados de las diferencias normalizadas de fuerzas cortantes para los tres modelos, con las variaciones correspondientes en ambas pilas. Finalmente, en la tabla 7.13, se presentan los parámetros estadísticos para las diferencias normalizadas de desplazamientos de todos los modelos y variaciones.

Tabla 7.11 Resumen de fuerzas cortantes máximas del nodo 7.

Modelo	Regular	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	1082.77	744.21	588.83	326.76	1236.84	1038.21	999.06
Continuo	1068.82	738.48	584.44	326.79	1195.17	1011.44	976.41
Simplemente apoyado	1012.98	784.13	530.29	362.94	1089.12	956.84	849.34
Modelo	Regular	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	1082.77	869.59	1083.41	1000.45	926.82	752.70	693.92
Continuo	1068.82	861.82	1075.67	992.69	905.12	738.42	678.23
Simplemente apoyado	1012.98	907.12	1062.99	862.38	967.53	827.16	759.07

Unidades en toneladas

En la tabla 7.12 podemos notar claramente la redistribución de fuerzas cortantes que se genera al variar la altura de la pila central y al variar la altura de la pila adyacente. Sin embargo, de los datos estadísticos mostrados en la tabla 7.13 se puede ver que la tendencia no es tan clara como en desplazamientos.

Tabla 7.12 Resumen de diferencias máximas normalizadas de fuerzas cortantes del nodo 7.

Modelo	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
	+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	-58.71	-74.71	-81.89	139.97	231.13	157.29
Continuo	-58.11	-74.68	-81.65	136.16	215.64	148.13
Simplemente apoyado	-58.44	-73.77	-80.36	109.61	191.70	175.03
Modelo	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
	+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	49.09	85.75	132.11	-34.25	-43.77	-48.08
Continuo	49.36	86.42	133.78	-34.44	-43.73	-48.00
Simplemente apoyado	65.38	101.60	141.54	-34.39	-46.67	-53.47

Unidades en porcentaje

Tabla 7.13 Resumen de parámetros estadísticos de fuerzas cortantes del nodo 7.

Modelo	Parámetro	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	μ	28.60	45.66	60.40	33.83	34.51	29.87
	σ	14.40	18.08	14.42	26.72	37.89	28.11
	Cv	0.504	0.396	0.239	0.790	1.098	0.941
Continuo	μ	27.75	45.11	60.12	32.74	32.57	29.06
	σ	14.45	18.07	14.41	25.75	35.23	25.78
	Cv	0.521	0.401	0.240	0.786	1.081	0.887
Simplemente apoyado	μ	28.43	43.79	57.19	28.40	29.72	28.39
	σ	14.67	16.40	14.61	21.60	30.72	28.81
	Cv	0.516	0.374	0.255	0.761	1.034	1.015
Modelo	Parámetro	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	μ	14.68	23.24	24.31	12.62	24.99	29.59
	σ	11.10	18.31	22.37	8.37	10.17	10.04
	Cv	0.756	0.788	0.920	0.663	0.407	0.339
Continuo	μ	14.84	23.34	24.43	12.67	25.16	29.81
	σ	11.03	18.57	22.64	8.34	9.89	9.73
	Cv	0.743	0.796	0.927	0.658	0.393	0.326
Simplemente apoyado	μ	16.65	23.83	23.31	12.56	25.06	29.64
	σ	14.38	19.05	23.05	9.19	10.39	10.71
	Cv	0.848	0.799	0.989	0.731	0.415	0.361

Unidades en porcentaje para μ y σ , Cv adimensional.

En las tablas 7.14, 7.15, y 7.16, se presentan los resultados de momentos máximos, diferencias normalizadas y parámetros estadísticos, para los tres modelos con variaciones en las alturas de las pilas central y adyacente, respectivamente. De estas tablas se observa que no hay tendencias claras de los datos para poder establecer conclusiones.

Tabla 7.14 Resumen de momentos máximos del nodo 7.

Modelo	Regular	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	14635.58	12026.44	11384.96	7497.87	12926.46	7965.73	4680.81
Continuo	14446.96	11948.02	11319.70	7513.56	12503.75	7767.44	4571.06
Simplemente apoyado	13597.36	12690.61	9975.28	8202.65	11370.24	7402.52	4059.01
Modelo	Regular	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	14635.58	11641.83	14535.75	13345.04	12293.66	10045.26	9235.80
Continuo	14446.96	11548.34	14441.46	13248.23	12011.43	9857.37	9027.44
Simplemente apoyado	13597.36	12094.67	14250.51	11538.41	12841.29	10963.45	10046.63

Unidades en toneladas-metros

Tabla 7.15 Resumen de diferencias máximas normalizadas de momentos del nodo 7.

Modelo	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
	+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	53.96	-65.30	74.88	92.88	93.66	-81.66
Continuo	54.37	-64.87	76.30	89.98	84.49	-81.69
Simplemente apoyado	70.48	109.68	76.56	72.14	76.28	-83.31
Modelo	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
	+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	49.04	86.09	135.33	-34.58	-44.19	-48.72
Continuo	49.20	86.58	136.89	-34.79	-44.12	-48.66
Simplemente apoyado	68.22	104.86	143.63	-34.79	-47.55	-53.15

Unidades en porcentaje

Tabla 7.16 Resumen de parámetros estadísticos de momentos del nodo 7.

Modelo	Parámetro	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	μ	18.99	29.82	37.75	20.92	36.43	64.21
	σ	15.37	16.63	17.60	16.05	20.30	13.62
	Cv	0.809	0.558	0.466	0.767	0.557	0.212
Continuo	μ	18.97	29.69	37.38	20.56	36.83	64.99
	σ	15.14	16.34	17.66	15.60	19.78	12.90
	Cv	0.798	0.550	0.472	0.759	0.537	0.199
Simplemente apoyado	μ	21.56	28.70	34.37	18.39	38.15	65.02
	σ	16.81	18.19	17.13	15.05	16.80	13.64
	Cv	0.779	0.634	0.498	0.818	0.440	0.210
Modelo	Parámetro	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA ADYACENTE					
		+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Monolítico	μ	15.07	23.53	24.49	13.09	25.57	30.28
	σ	11.06	18.52	22.55	8.50	9.99	9.99
	Cv	0.733	0.787	0.921	0.649	0.391	0.330
Continuo	μ	15.17	23.60	24.54	13.09	25.77	30.58
	σ	10.96	18.73	22.79	8.54	9.66	9.63
	Cv	0.722	0.794	0.929	0.652	0.375	0.315
Simplemente apoyado	μ	17.17	24.06	23.51	13.21	25.69	30.45
	σ	14.68	19.32	23.32	9.10	10.42	10.58
	Cv	0.855	0.803	0.992	0.689	0.405	0.347

Unidades en porcentaje para μ y σ , Cv adimensional.

Posteriormente se presentan los resultados de los análisis no lineales, con el fin de cumplir los objetivos que se trazaron en este proyecto y establecer conclusiones con mayor información del comportamiento de los puentes con irregularidad en subestructura. Debido a la gran cantidad de información generada por los modelos, se utilizará únicamente el modelo de puente simplemente apoyado, ya que resulta impráctico realizar los análisis sobre los tres modelos. Además, con base en los resultados obtenidos en desplazamientos de los análisis elásticos lineales, el modelo de puente simplemente apoyado es el más desfavorable.

Capítulo 8

Análisis no lineal

El análisis lineal es el método más común de análisis y diseño de puentes bajo cargas sísmicas, aunque, la respuesta verdadera de los elementos que conforman el puente puede no ser lineal para sismos moderados y fuertes, esto se debe a que las rigideces de los elementos varían durante la excitación sísmica (Gómez, 2008). La inclusión de los efectos no lineales en el análisis es particularmente importante para puentes que se encuentran ubicados en zonas de moderada o alta sismicidad, como es el caso de la Costa del Pacífico Mexicano.

En éste trabajo, se emplea como parámetro de análisis no lineal, la caracterización del daño de pilas a través de un índice de daño, el cual está basado en la mecánica del daño continuo. La mecánica del daño continuo se ha empleado para describir la degradación progresiva que experimentan las propiedades mecánicas de los materiales antes de la iniciación de las macrogrietas. El modelo empleado, pertenece al grupo de los modelos isótropos, que se caracterizan por considerar una sola variable de daño escalar, esto es, la degradación del material se desarrolla por igual en todas direcciones y depende de una sola variable escalar (Gómez, 2002). En los siguientes subcapítulos se describen el algoritmo no lineal para la determinación del daño de pilas y la metodología empleada para la estimación del daño.

8.1 Formulación del algoritmo no lineal

En esta sección se describe la formulación para la evaluación del daño en puentes simplemente apoyados desarrollado por Gómez (2002), la cual fue utilizada para realizar los análisis no lineales en esta tesis. Para obtener el daño máximo de las pilas de un modelo de puente, como el mostrado esquemáticamente en la figura 8.1, se debe tomar en cuenta los factores que producen la no linealidad en la estructura y la forma de determinarla.

En condiciones elásticas, es posible determinar el equilibrio estático del puente en cada instante del tiempo de manera sencilla. Sin embargo, al considerar el comportamiento no lineal de los materiales, se presenta una fuerza, F^R , la cual es una fuerza residual o de desequilibrio, debida a que las rigideces de las pilas no son constantes durante el proceso de análisis. Este desequilibrio es eliminado mediante un algoritmo iterativo, en el caso de esta formulación, una linealización de Newton-Raphson (Gómez, 2002).

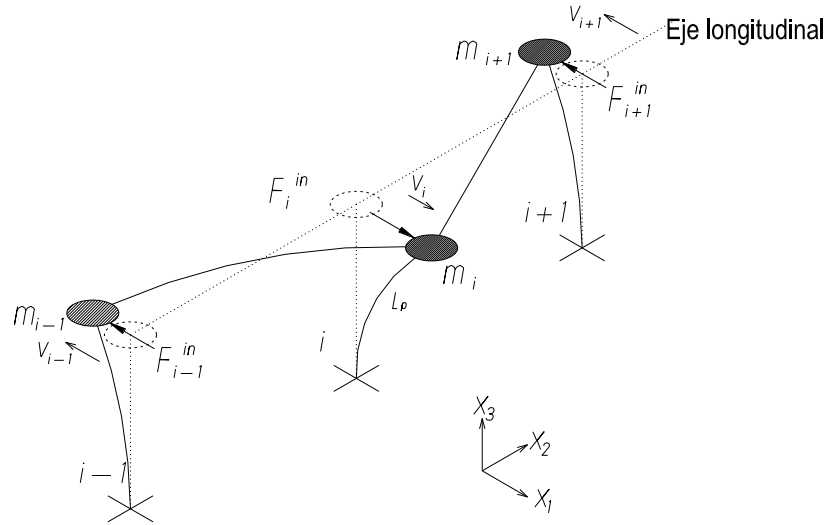


Figura 8.1 Esquema básico de análisis (Gómez, 2002).

La eliminación de F^R , conduce indirectamente a la eliminación de un momento flector residual, ΔM , que es la diferencia entre el momento máximo externo y la capacidad interna en la sección transversal. El procedimiento para conocer el daño en pilas de puentes simplemente apoyados, se describe a continuación (Gómez, 2002):

8.1.1 Determinación del desplazamiento máximo

Se obtienen los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración, con el uso del algoritmo de análisis no lineal de Newmark, partiendo de las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento del sistema dinámico. El algoritmo de Newmark es un proceso iterativo que permite determinar la respuesta estructural en cada instante de tiempo.

8.1.2 Determinación del momento máximo externo

A partir del desplazamiento máximo de la pila, obtenido previamente, se determina la fuerza resultante en el extremo superior de ésta, y el momento externo en la base, las cuales se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$F_e = v \cdot k \quad (8.1)$$

$$M_e = F_e \cdot L_p \quad (8.2)$$

donde, F_e es la fuerza elástica producida por la acción sísmica en el extremo superior de la pila, M_e es el momento externo máximo, v es el desplazamiento máximo de la pila y k es la rigidez a flexión de la pila, la cual se calcula como sigue:

$$k = \frac{3E_c I}{L_p^3} \quad (8.3)$$

siendo, E_c el módulo de Young de la pila, I el momento de inercia transversal de la pila y L_p la longitud de la pila.

8.1.3 Estado de daño de la estructura

Se determinan los estados de esfuerzos y deformaciones elásticas provocados por la acción sísmica en la dirección transversal del puente, como se muestra en la figura 8.2. Las cuales se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon(x_1, x_3) = \chi_1(x_3) \cdot x_1 \quad (8.4)$$

$$\sigma(x_1, x_3) = E_c \cdot \varepsilon(x_1, x_3) \quad (8.5)$$

donde, $\sigma(\cdot)$ son los esfuerzos, $\varepsilon(\cdot)$ son las deformaciones, x_1 es la distancia desde el punto de análisis hasta el eje neutro de la pila y χ_1 es la curvatura de la pila, la cual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\chi_1(x_3) = \frac{M_e(x_3)}{E_c I} \quad (8.6)$$

siendo, M_e el momento máximo externo, E_c el módulo de Young inicial de la pila e I el momento de inercia transversal. Por lo que el estado resultante de esfuerzos y deformaciones elásticos es:

$$\varepsilon(x_1, x_3) = \frac{M_e(x_3)}{E_c I} \cdot x_1 \quad (8.7)$$

$$\sigma(x_1, x_3) = \frac{M_e(x_3)}{I} \cdot x_1 \quad (8.8)$$

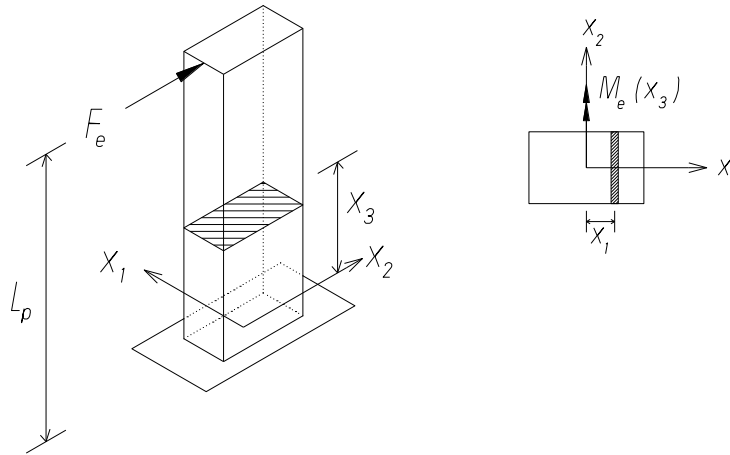


Figura 8.2 Modelo simplificado de análisis no lineal (Gómez, 2002).

Si consideramos un elemento infinitesimal de área dA_c , como el que se muestra en la figura 8.3, se puede determinar el momento interno resistente en la sección transversal del elemento, $M_{int}(x_3)$, al integrar los momentos producidos por las fuerzas elementales generadas en toda la sección transversal del área A_c , como se indica en la ecuación 8.8.

$$M_{int}(x_3) = \int_{A_c} \sigma x_1 dA_c \quad (8.9)$$

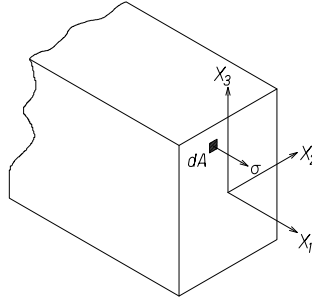


Figura 8.3 Evaluación del momento interno de la sección transversal (Gómez, 2002).

Los momentos externos e internos máximos de la pila son iguales cuando el elemento permanece dentro del rango elástico. Cuando se supera el límite elástico del material, el momento máximo externo excede al momento resistente, lo que produce un momento residual, determinado con la ecuación 8.10.

$$\Delta M(x_3) = M_e(x_3) - M_{int}(x_3) \quad (8.10)$$

El estado de esfuerzos desarrollado en la sección transversal de la pila, cuando sufren daño debido a la acción sísmica, es obtenido por la siguiente ecuación:

$$\sigma(x_1, x_3) = E_c^d \chi_1(x_3) x_1 \quad (8.11)$$

en la que,

$$E_c^d = f(x_1, x_3) E_c^0 \quad (8.12)$$

donde, E_c^d es el módulo de Young del material dañado, E_c^0 es el módulo de Young inicial y $f(x_1, x_3)$ es la función de daño presentada en la sección 8.1.4. Por lo que, el momento interno en la sección transversal de la pila se determina mediante la siguiente ecuación:

$$M_{int}(x_3) = E_c^0 \chi_1(x_3) I^d(x_3) \quad (8.13)$$

donde, I^d es el momento de inercia de la sección transversal del elemento dañado, determinado por la ecuación 8.14.

$$I^d(x_3) = \int_{A_c} f(x_1, x_3) \cdot x_1^2 dA_c \quad (8.14)$$

Se determina un momento elástico predictor, en cada instante de tiempo, por medio de la siguiente ecuación:

$$M^0(x_3) = F_e(L_p - x_3) = E_c^0 I(x_3)\chi_1(x_3) \quad (8.15)$$

El momento predictor produce un momento residual, por lo que se considera un incremento de la curvatura inelástica en función del momento desequilibrante. Éste es un proceso iterativo que finaliza cuando el momento no equilibrado es menor que cierta tolerancia establecida.

8.1.4 Función de daño

Para caracterizar el daño, se aplica un modelo basado en la mecánica del daño continuo, el cual es una formulación sustentada en la teoría constitutiva fundamental y es eficiente en determinar las características básicas del comportamiento mecánico del concreto. A partir de esta función de daño se definen el momento de inercia degradado y el momento interno de la sección transversal. La ecuación para determinar el daño empleada por Gómez (2002), corresponde a un modelo de daño isótropo de Oliver *et al.*, como se muestra en la ecuación 8.16.

$$f(x_1, x_3) = 1 - d(x_1, x_3) \quad (8.16)$$

en la que

$$d(x_1, x_3) = 1 - \frac{\tau^*}{\tau(x_1, x_3)} \exp \left[A \left(1 - \frac{\tau(x_1, x_3)}{\tau^*} \right) \right] \quad (8.17)$$

donde, τ son los esfuerzos efectivos actuales, τ^* es el umbral de daño de esfuerzos efectivos y A es un parámetro que depende de la energía de fractura del material.

8.1.5 Determinación del momento de inercia degradado

Para pilas tipo cajón, el momento de inercia de la sección transversal dañada, se obtiene numéricamente, dividiendo a la sección en cuatro subsecciones. Para cada una de las subsecciones se calculan sus momentos de inercia dañados, I_j^d , y las áreas de la subsección dañada, como sigue:

$$A_c^{d(j)}(x_3) = \int_{A_c^{(j)}} f(x_1, x_3) dA_c^{d(j)} \quad (8.18)$$

Por lo tanto, el momento de inercia total de la sección transversal degradada se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$I_T^d(x_3) = \sum_{j=1}^4 \left(I_j^d + A_c^{d(j)} l_c^{2(j)} \right) \quad (8.19)$$

donde, I_j^d y $A_c^{d(j)}$ son el momento de inercia dañado y el área dañada de la subsección j , respectivamente; y $l_c^{2(j)}$ es la distancia entre los ejes centroidales de la subsección j y del elemento. Para conocer la distancia $l_c^{(j)}$ se determinan las coordenadas centroidales de la sección dañada mediante las siguientes ecuaciones:

$$X_1^{CG} = \frac{\int_{A_c} x_1 f(x_1, x_3) dA_c}{\int_{A_c} f(x_1, x_3) dA_c} \quad (8.20)$$

$$X_2^{CG} = \frac{\int_{A_c} x_2 f(x_1, x_3) dA_c}{\int_{A_c} f(x_1, x_3) dA_c} \quad (8.21)$$

8.1.6 Índice de daño de pila

En cada incremento de tiempo en el que se alcanza el equilibrio en la estructura, es posible determinar el índice de daño para cada pila en función de los momentos máximos externo y dañado de cada pila. El índice de daño de pila es una medida normalizada de la disipación total, producida por la degradación de rigidez. Este índice de pila caracteriza el daño máximo en la base de cada pila del puente mediante la siguiente ecuación:

$$D = \frac{M_e(x_3) - M_{int}(x_3)}{M_e(x_3)} \quad \text{para } x_3 = 0 \quad (8.22)$$

8.2 Metodología

Se realizó el análisis no lineal para determinar el daño en la pila central del modelo de puente simplemente apoyado, para una base de sismos de la Costa del Pacífico Mexicano, cuyas características se muestran en la tabla 6.2. Este modelo y sus respectivas variaciones se describen en la sección 6.2.1 de esta tesis.

Debido a que el objetivo de éste capítulo es proporcionar una mejor comprensión de la influencia de la irregularidad de la subestructura en el comportamiento sísmico de un puente, es necesario diseñar las pilas para establecer un armado y, consecuentemente, determinar un momento resistente.

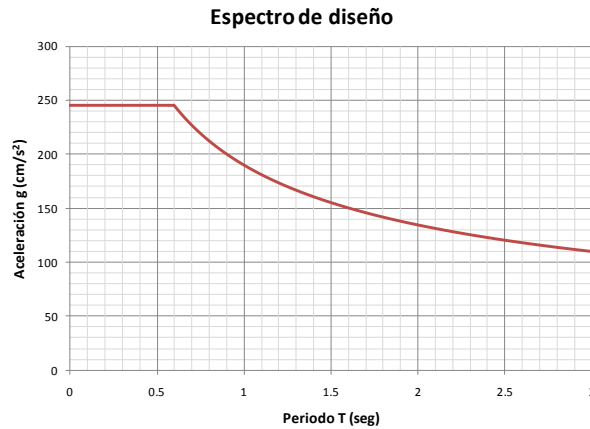


Figura 8.4 Espectro de diseño.

De acuerdo al manual de diseño por sismo de la CFE (Comisión Federal de Electricidad, 1993), la zona de ubicación de la estructura, en la Costa del Pacífico Mexicano, corresponde a una zona sísmica D. Además se supuso para el diseño de las pilas un suelo tipo I. Conforme a su destino, la estructura se clasifica dentro del grupo B, y según sus características estructurales, dentro del tipo 7, por lo que se diseña con un factor de comportamiento sísmico de $Q=2$. Para todas estas condiciones, el espectro de diseño correspondiente se muestra en la figura 8.4.

El dimensionamiento de las pilas está basado en la construcción de los diagramas de interacción para determinar la resistencia a combinaciones de momento y carga axial, para la combinación más desfavorable. Además, en el diseño de la pila se consideraron las hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión, considerando los efectos de esbeltez de las pilas, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-NTC, 2004).

En la figura 8.5, se muestra el armado longitudinal resultante, el cual tiene un área de acero de $A_s=729.66 \text{ cm}^2$. En este trabajo se considera que todas las pilas de los puentes tienen igual armado y dimensiones, por lo que su resistencia es la misma. Los diagramas de interacción correspondientes a la pila con el armado establecido se muestran en la figura 8.6.

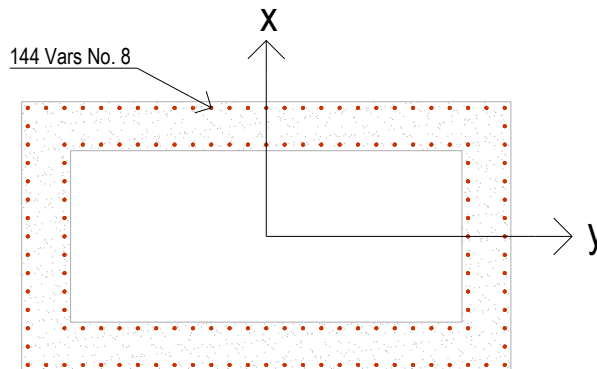


Figura 8.5 Figura esquemática del armado longitudinal de la pila.

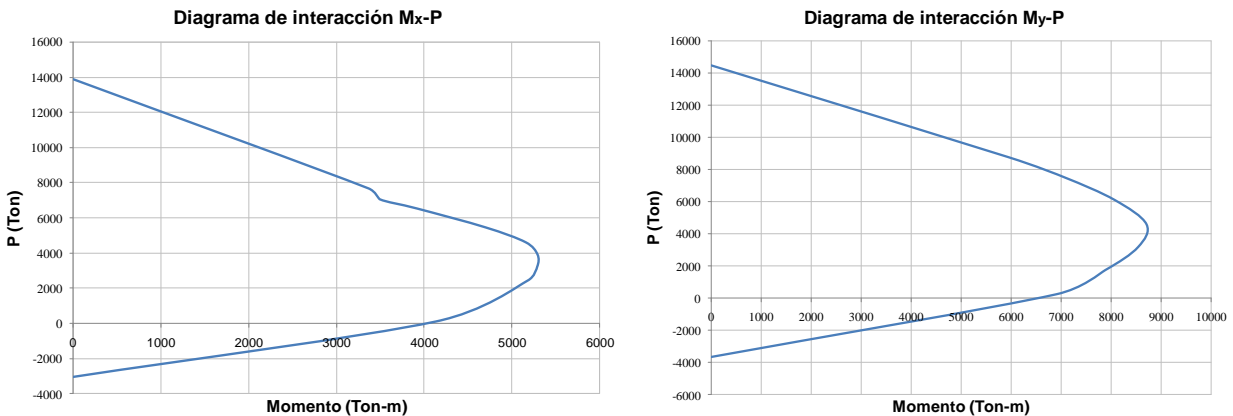


Figura 8.6 Diagramas de interacción

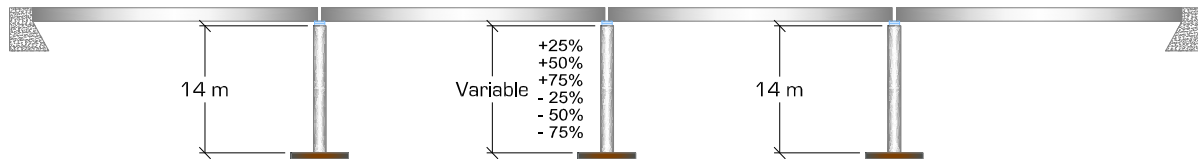
Después de establecer el diseño de las pilas, se utilizó la formulación para la evaluación del daño desarrollada por Gómez (2002). Esta formulación se basa en un procedimiento simplificado, que determina índices de daño en pilas de modelos cuyos grados de libertad son los desplazamientos máximos en las pilas y cuya rigidez se basa en considerar la contribución de elementos pila continuos y la restricción al movimiento de apoyos y trabes. Además, no considera deformación por cortante, sólo por flexión. La formulación del modelo para la estimación del daño está descrita brevemente en el capítulo 8.1.

En el capítulo siguiente, se presentan los resultados de los análisis no lineales, a partir de la caracterización del índice de daño, obtenidos de excitar el modelo de puente simplemente apoyado con la base de los 53 registros sísmicos utilizados en los análisis elásticos.

Capítulo 9

Resultados de los análisis no lineales

En esta sección se muestran los resultados de los análisis no lineales, graficando los índices de daño correspondientes al modelo de puente simplemente apoyado, con variaciones en la altura de la pila central (pila 2), como se muestra en la figura 9.1, cuando éste es sometido a la base de 53 acelerogramas, registrados en la Costa del Pacífico Mexicano.



9.1 Esquema de modelo de puente simplemente apoyado, con variaciones en altura de la pila central.

9.1 Modelo de puente simplemente apoyado

En la figura 9.2, se presenta la grafica de daño obtenida al excitar los modelos, regular e irregulares, con el registro de la estación Manzanillo (MZ01) mostrado en la tabla 6.2 con el número 1, con aceleración máxima de 387.62 cm/s^2 . En esta figura podemos observar que el índice de daño al final del sismo para el puente regular es de 1, al igual que para los modelos irregulares. En la figura 9.3, se muestra la gráfica de daño obtenida al excitar los modelos, regular e irregulares, con el registro mostrado en la tabla 6.2 con el número 31 de la estación Apatzingán (APAT); en ella se observa que para los modelos irregulares en los que se disminuye la altura de la pila central, el puente no presenta daño. Sin embargo, para el modelo regular y los modelos irregulares con pilas incrementadas en las variaciones correspondientes, se presenta daño, aumentando conforme se incrementan las alturas de las pilas, obteniendo así un daño máximo de 0.378 para el modelo con pila central incrementada un 75%. De manera similar, se realizaron los 53 análisis correspondientes, las gráficas de los resultados obtenidos para los sismos restantes se encuentran en el Anexo 6 de este trabajo.

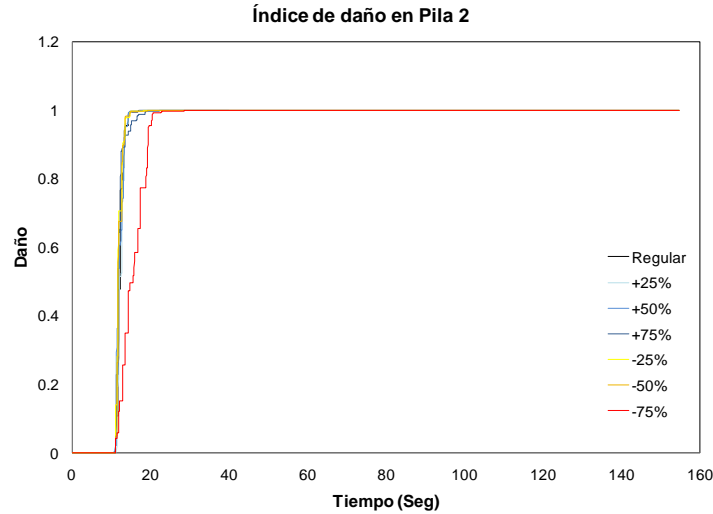


Figura 9.2 Índices de daño para el registro número 1

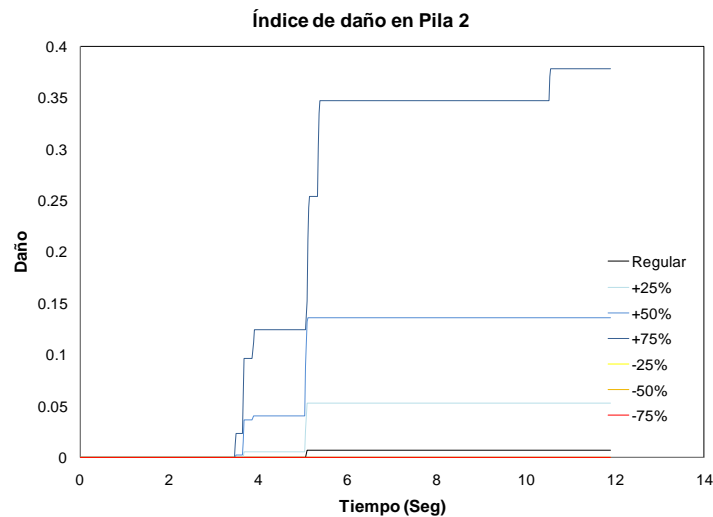


Figura 9.3 Índices de daño para el registro número 31

En la tabla 9.1, se muestran los índices de daño, al final de la excitación obtenidos para cada registro y para cada modelo de puente analizado (regular e irregulares). En las figuras 9.4 a 9.10, se indican comparaciones entre desplazamientos máximos obtenidos para modelos elásticos y el índice de daño obtenido de los análisis no lineales. De los datos que se muestran en dicha tabla y las figuras mencionadas, podemos notar un comportamiento esperado, es decir, para los mayores desplazamientos que se obtuvieron en los análisis elásticos, se encontraron índices de daño mayores, y para los desplazamientos menores, el índice de daño fue cercano a cero, e incluso nulo. Además, el índice de daño de los modelos irregulares aumenta al incrementarse la altura de la pila central, mientras que, para los modelos en que la pila central es disminuida, el índice de daño decrementa.

Tabla 9.1 Índices de daño al final de la excitación

Registro	MODELO						
	Regular	+25	+50	+75	-25	-50	-75
1	1	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9980
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0.0156	0.0684	0	0	0
6	0	0.0005	0.0215	0.0640	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0.0005	0.0089	0.0211	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0
23	0.1617	0.2512	0.3365	0.3641	0.1173	0.0132	0
24	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0
26	0.8164	0.8243	0.8998	0.8898	0.8313	0.5121	0.0511
27	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0	0
29	0.9245	0.9298	0.9269	0.9325	0.7302	0.4858	0.0090
30	0	0.0007	0.1346	0.1771	0	0	0
31	0.0069	0.0525	0.1360	0.3780	0	0	0
32	1.0000	0.9985	0.9855	0.9998	0.9802	0.9923	0.5870
33	0.2134	0.4229	0.5695	0.6538	0.0193	0	0
34	0.9897	0.9894	0.9926	1.0000	0.9274	0.9195	0.5164
35	0.2681	0.3895	0.5439	0.6544	0.0468	0	0
36	0.6410	0.8133	0.8023	0.8146	0.5740	0.4317	0
37	0.2168	0.2790	0.2944	0.3184	0.0647	0	0
38	1.0000	0.9992	0.9957	0.9980	0.9731	0.9647	0.6862
39	0	0	0	0	0	0	0
40	0.0058	0.0473	0.1824	0.2699	0.0089	0	0
41	0.0885	0.2583	0.4374	0.4988	0.0041	0	0
42	0	0	0	0	0	0	0
43	0.1445	0.1779	0.2218	0.3784	0.0391	0.0149	0
44	0.4770	0.4999	0.5167	0.4949	0.3389	0.0117	0
45	0.2308	0.2459	0.2950	0.3420	0.0877	0	0
46	0	0	0	0	0	0	0
47	0.5031	0.6753	0.5646	0.6835	0.4132	0.1394	0
48	0	0	0	0	0	0	0
49	0	0	0.0008	0.0068	0	0	0
50	0.8484	0.8532	0.8577	0.8519	0.8333	0.8210	0.4283
51	0.9917	0.9422	0.9403	0.9834	0.9685	0.9644	0.2395
52	0	0	0	0	0	0	0
53	0	0	0	0	0	0	0

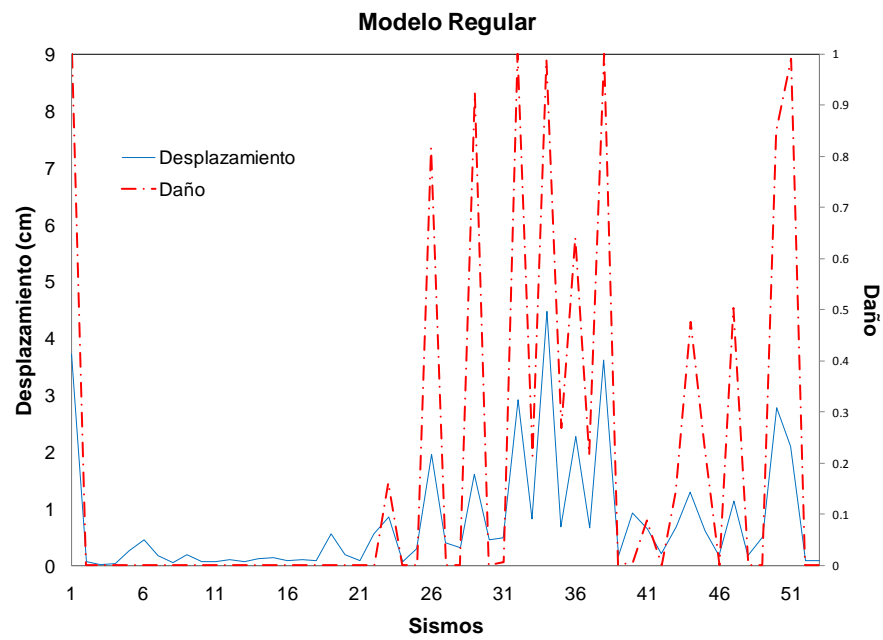


Figura 9.4 Comparación desplazamiento-Índice de daño máximos, modelo regular

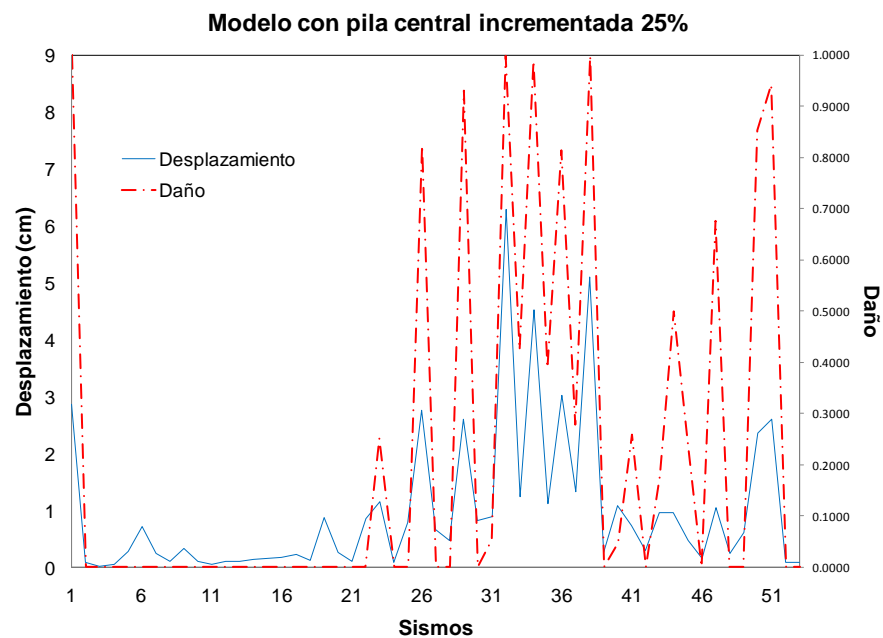


Figura 9.5 Comparación desplazamiento-Índice de daño máximos, modelo +25%

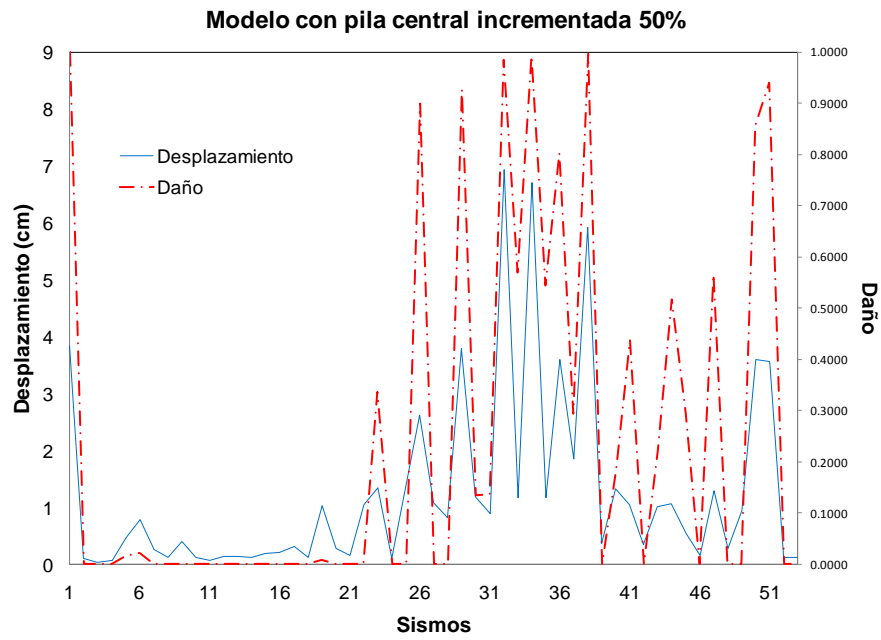


Figura 9.6 Comparación desplazamiento-Índice de daño máximos, modelo +50%

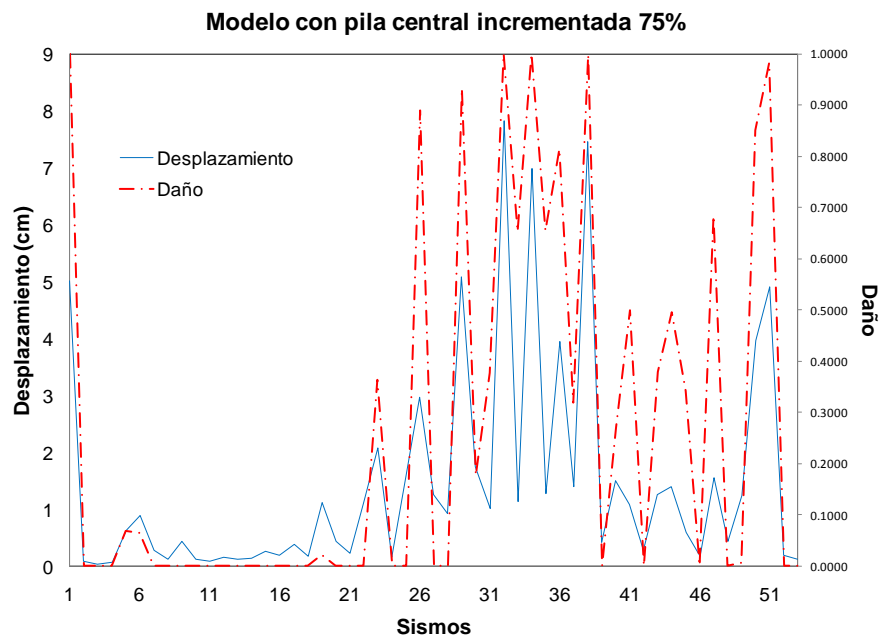


Figura 9.7 Comparación desplazamiento-Índice de daño máximos, modelo +75%

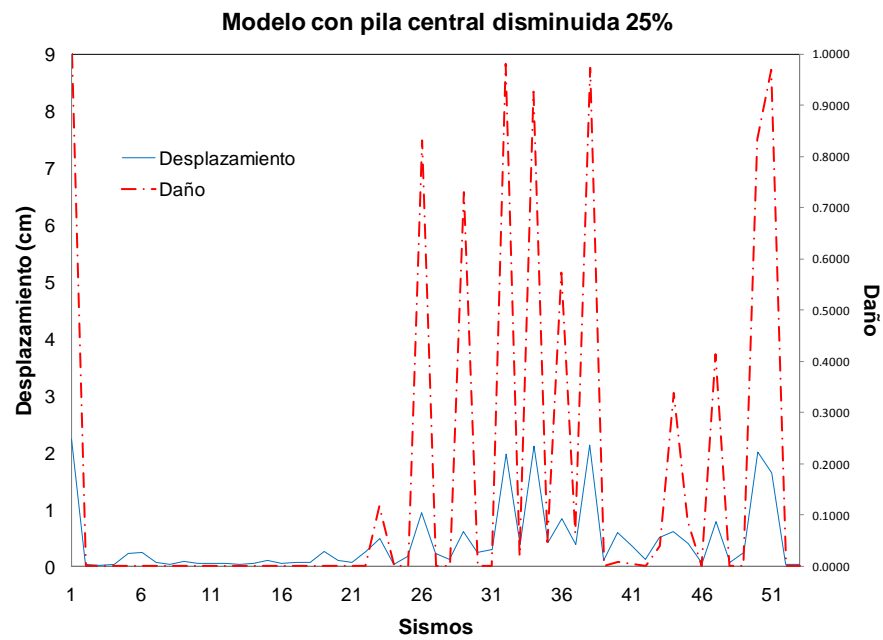


Figura 9.8 Comparación desplazamiento-Índice de daño máximos, modelo -25%

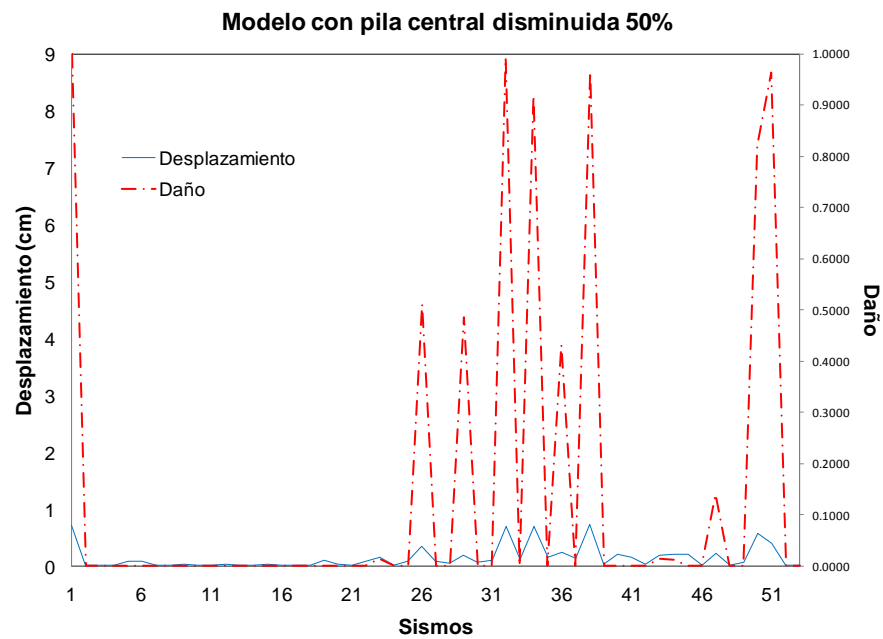


Figura 9.9 Comparación desplazamiento-Índice de daño máximos, modelo -50%

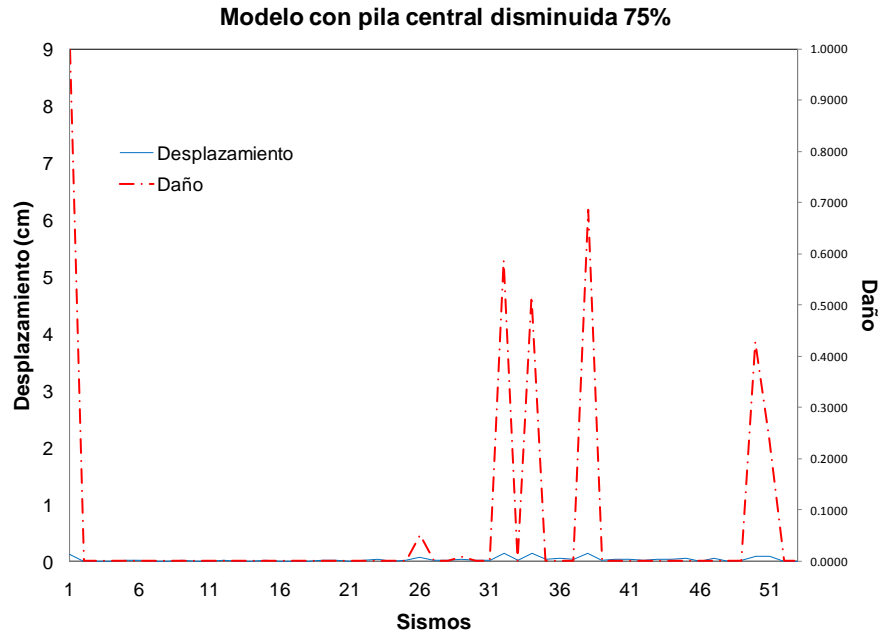


Figura 9.10 Comparación desplazamiento-Índice de daño máximos, modelo -75%

En la figura 9.11, se presentan los valores medios de los índices de daño, para el modelo de puente simplemente apoyado con las variaciones correspondientes en la altura de la pila central. El índice medio de daño obtenido para cuando se varía la altura de la pila en un -75% fue de $\mu=0.07$; mientras que, el índice de daño medio obtenido para un incremento de 75% en la altura de la pila, es de $\mu=0.26$. Los valores medios de índice de daño para los 53 registros sísmicos, se calcularon con los datos de la tabla 9.1.

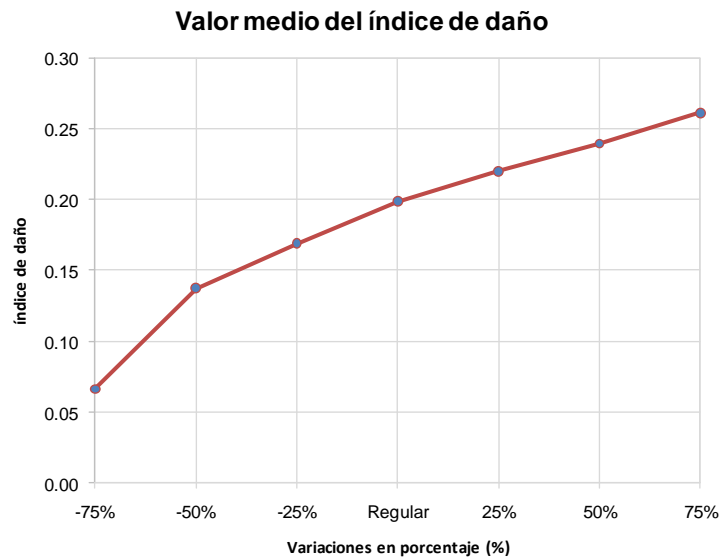


Figura 9.11 Valor medio del índice de daño para cada modelo

Podemos notar que, a pesar de tomar los índices de daño de los 53 registros sísmicos, que incluyen sismos de magnitud pequeña, para los cuales no existe daño, existe una diferencia en el índice de daño medio que va de $\mu=0.07$, para la pila central disminuida -75% a $\mu=0.26$, para la pila central incrementada +75%, la cual es considerable y demuestra claramente la influencia de la irregularidad de la subestructura.

Del mismo modo que para los análisis elásticos, se calcularon las diferencias normalizadas de daño con la ecuación 6.1, de los modelos irregulares respecto al modelo regular, tomando los índices de daño diferentes de cero, para evitar variaciones indeterminadas. Los resultados obtenidos se muestran en la gráfica de la figura 9.12. En esta figura podemos observar una tendencia similar a las obtenidas de las diferencias de desplazamientos de los análisis elásticos. Es decir, una línea de tendencia cuadrática, como se muestra en la figura 9.13.

La ecuación para la línea de tendencia con mayor coeficiente de correlación del modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila central es:

$$I_d = 0.032v_p^2 + 3.39v_p + 68 \quad (9.1)$$

donde I_d es el porcentaje de diferencias máximas de índices de daño, para una variación de pila dada, v_p .

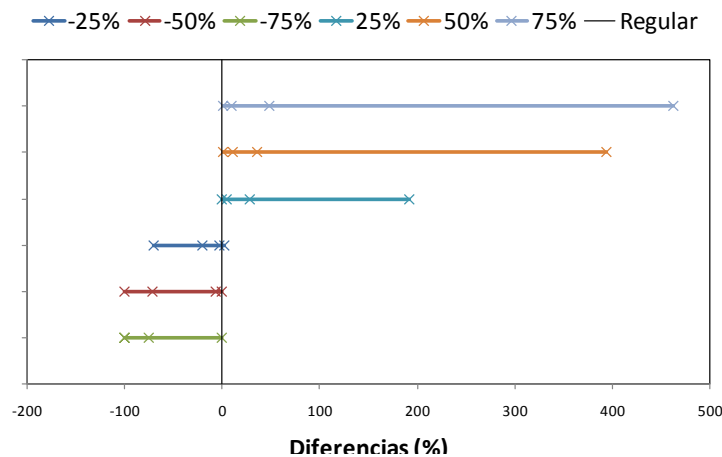


Figura 9.12 Distribución de las diferencias de índice de daño por cuartiles

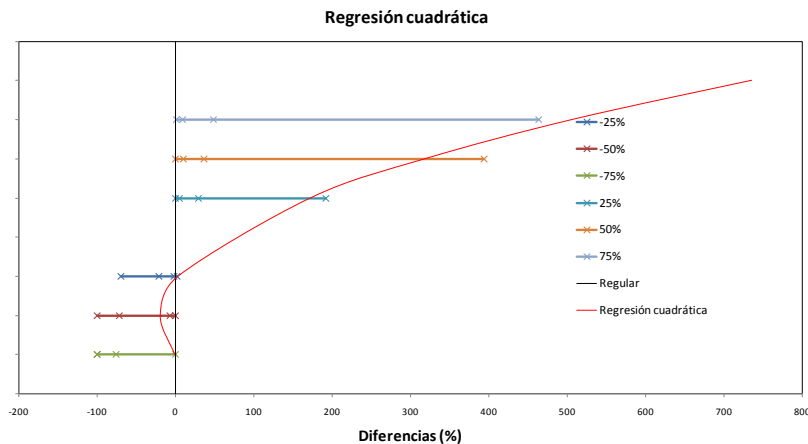


Figura 9.13 Regresión cuadrática para el modelo de puente simplemente apoyado

9.2 Resumen

De los análisis no lineales, se obtuvieron los índices de daño, producidos por las diferentes excitaciones sísmicas descritas en la tabla 6.2, así como las diferencias normalizadas de los modelos irregulares respecto al modelo regular del puente simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila central. De estos resultados podemos notar que existe una tendencia similar a las obtenidas con los análisis elásticos para el mismo modelo.

Como se muestra en la tabla 9.2, si se comparan la ecuación obtenida de los análisis no lineales, ecuación 9.1, y la ecuación obtenida de los análisis elásticos, ecuación 7.6, podemos notar que son parecidas, y los coeficientes de la regresión son similares también, por lo que podemos considerar que las ecuaciones 7.1 a 7.6 son válidas para ser utilizadas en algún método de evaluación preliminar, que evalúen la variación en altura de las pilas.

Tabla 9.2 Comparación de las ecuaciones de regresión cuadrática.

MODELO SIMPLEMENTE APOYADO CON VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL	
Análisis elástico	$I_d = 0.022v_p^2 + 3.52v_p + 60$
Análisis no lineal	$I_d = 0.032v_p^2 + 3.39v_p + 68$

I_d , porcentaje de diferencias máximas en desplazamientos respecto al modelo regular.

v_p , variaciones en altura de las pilas, en porcentaje.

En la tabla 9.3 se presentan las medias, desviaciones estándar y coeficientes de variación de los índices de daño obtenidos para los análisis no lineales.

Tabla 9.3 Resumen de parámetros estadísticos de índices de daño

Modelo	Parámetro	VARIACIONES EN LA ALTURA DE LA PILA CENTRAL						
		Regular	+25%	+50%	+75%	-25%	-50%	-75%
Simplemente apoyado	μ	0.20	0.22	0.24	0.26	0.17	0.14	0.07
	σ	0.34	0.35	0.35	0.36	0.33	0.31	0.20
	Cv	1.73	1.60	1.48	1.39	1.95	2.26	2.99

Unidades en porcentaje para μ y σ , Cv adimensional.

En el capítulo siguiente, se presentan las conclusiones, a partir de las observaciones de los resultados obtenidos de los análisis elásticos y los análisis no lineales, ya mostrados en los capítulos anteriores. Así como también, se presentan posibles temas de investigación relacionados con el presentado en esta tesis.

Capítulo 10

Comentarios finales

Los puentes son elementos claves en los sistemas de transportación. Por lo que, es importante tener estrategias de rehabilitación y mantenimiento que permitan condiciones de servicio adecuadas y disminuyan el riesgo de pérdidas. Debido al elevado número de puentes, se han propuesto métodos de evaluación preliminar, los cuales son sencillos de aplicar, aunque los parámetros que usan son determinados de manera subjetiva. Algunos de los métodos propuestos consideran la irregularidad de la subestructura como un parámetro importante, y por ello, es necesario realizar estudios paramétricos que sustenten los valores que se incluyen en los procedimientos de evaluación preliminar.

Para conocer la influencia de diferentes condiciones de irregularidad de la subestructura de puentes, se realizaron análisis paramétricos de modelos elástico lineales monolíticos, continuos y simplemente apoyados. En estos modelos la irregularidad se consideró variando la longitud de dos pilas (central y adyacente) de un sistema simple, en porcentajes de +25%, +50%, +75%, -25%, -50%, y -75%. Los puentes elaborados se sometieron a una base de 53 sismos registrados en una de las zonas de mayor sismicidad en México. De los análisis se registraron desplazamientos máximos, con los que se obtuvo la diferencia normalizada, en porcentaje, entre estructuras regulares e irregulares.

A partir de los resultados, se construyeron las gráficas en las que se muestran los cuartiles Q_1 , Q_2 , Q_3 , Q_4 , que representan el 25, 50, 75 y 100% de los datos, respectivamente. En estas figuras se observa que al aumentar la altura de la pila central aumenta la variación entre los desplazamientos de los modelos irregulares, respecto al puente regular. Ocurre lo mismo cuando la longitud de las pilas adyacentes es aumentada. También, se determinó que la variación de desplazamientos no es lineal con la variación en las alturas de las pilas, sino que se aproxima a una función polinomial cuadrática. Sin embargo, aumentos o disminuciones en el mismo porcentaje de la longitud de la pila central no llevan a iguales diferencias normalizadas de los puentes irregulares con respecto a los regulares.

De igual forma, podemos notar que los mayores desplazamientos que se obtuvieron se presentaron cuando se incrementaron las alturas de la pila central, en comparación con variaciones en la pila adyacente, en todos los modelos; concluyendo que es más vulnerable un puente con variaciones en las alturas de las

pilas centrales, que con variaciones en las pilas adyacentes. Esto ocurre, debido a que las pilas adyacentes se encuentran cercanas a los estribos y estos aportan mayor rigidez.

De las gráficas de las diferencias normalizadas de desplazamientos, se ajustaron regresiones lineales y cuadráticas, obteniendo que las regresiones cuadráticas mostraron menores errores típicos y mejores coeficientes de correlación, y por lo tanto mejor ajuste. Además, las ecuaciones de ajuste obtenidas para los diferentes modelos tienen coeficientes de regresión parecidos, siendo las de los modelos con cambios en la altura de la pila adyacente menores que los coeficientes de regresión de los modelos cuando se varía la altura de la pila central.

De los resultados de fuerzas cortantes obtenidos del análisis elástico, se concluye que, cuando se disminuye la altura de la pila central las fuerzas cortantes tienden a aumentar, mientras que, aumentar la altura de la pila central, implica una disminución en las fuerzas cortantes. También, un aumento en la altura de la pila adyacente representa un aumento de las fuerzas cortantes sobre la pila central, y viceversa. Esto se debe a una redistribución de fuerzas que se presentan con el cambio en las rigideces de las pilas, es por esto que, aumentar una pila adyacente implica un aumento de fuerzas cortantes en la pila central, y un aumento de la altura de la pila central implica disminución de las fuerzas cortantes sobre la misma pila.

Para los resultados de momentos, no existe una tendencia clara de los datos obtenidos; los resultados para las fuerzas cortantes muestran el comportamiento esperado de redistribución de fuerzas, y los resultados de desplazamientos muestran líneas de tendencias claras.

Para tener una mayor información de los datos obtenidos, se realizaron análisis no lineales del modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en la longitud de la pila central, principalmente porque de los resultados obtenidos en desplazamientos de los análisis elásticos lineales, el modelo de puente simplemente apoyado es el más desfavorable. También, porque se dispone de un algoritmo relativamente simplificado de análisis de este tipo de puente.

De los análisis no lineales, se obtuvieron los índices de daño de cada pila, producidos por las 53 diferentes excitaciones sísmicas, mismas que para los análisis elásticos. En este caso también se evaluaron las diferencias normalizadas de los modelos irregulares respecto al modelo regular del puente simplemente apoyado con variaciones en la altura de la pila central.

De estos resultados podemos notar que existe una tendencia similar a los obtenidos con los análisis elásticos para el mismo modelo, es decir, que mientras se incrementa la altura de la pila central aumenta la variación entre los índices de daño de los modelos irregulares, respecto al puente regular. También se observa que la variación de los índices de daño no es lineal con la variación en las alturas de las pilas, sino que se aproxima a una función polinomial cuadrática. Esta función polinomial cuadrática, obtenida para los resultados de los análisis no lineales, es parecida a la determinada de la regresión de las diferencias de desplazamientos de los análisis elásticos para el mismo modelo con variaciones en la altura de la pila central, por lo que podemos considerar que las ecuaciones obtenidas para los tres modelos (monolítico, continuo, simplemente apoyado), con variaciones en dos pilas (central o adyacente) pueden ser válidas para ser utilizadas en algún método de evaluación preliminar, que considere la variación en altura de las pilas.

10.1 Futuras líneas de investigación

El tipo de puente empleado en la realización de esta tesis, es un modelo teórico, tomado de la literatura. Se necesita una base de datos de estructuraciones comunes para los puentes carreteros existentes en la zona del Pacífico Mexicano, que con un procedimiento similar al empleado en esta tesis permita evaluar la influencia de la irregularidad en la subestructura en tipologías diferentes. Entre los modelos que son necesarios de evaluar, al tomar puentes de múltiples claros, es necesario investigar el comportamiento sísmico al variar la longitud de al menos dos pilas a la vez. También se puede verificar como cambia el comportamiento si el cambio de alturas es en pilas adyacentes o separadas.

De igual forma, es necesario realizar análisis no lineales de la historia en el tiempo, para obtener la respuesta en desplazamientos inelásticos, así como, fuerzas cortantes y momentos inelásticos, que complementen los análisis no lineales mediante la caracterización de daño.

En los análisis no lineales se consideraron pilas con igual armado y dimensiones, por lo que tienen la misma resistencia. Es importante verificar si las tendencias aquí encontradas cambian cuando varía la resistencia de las pilas.

El comportamiento sísmico de las pilas podría empeorar si éstas son muy esbeltas, por lo que habría que analizar éste aspecto.

Los resultados de los análisis elásticos, así como, las regresiones obtenidas, pueden ser utilizados para definir condiciones vulnerables con algún criterio de falla, como desplazamientos espectrales o longitud mínima de apoyo reglamentaria.

10.2 Recomendaciones

A partir de los modelos y sismos empleados en este trabajo, se pueden desprender algunas recomendaciones para evaluación sísmica preliminar de puentes por irregularidad. Se propone considerar la diferencia en la altura de las pilas y verificar la posición de la pila que tiene longitud diferente.

Tabla 10.1. Categorización propuesta

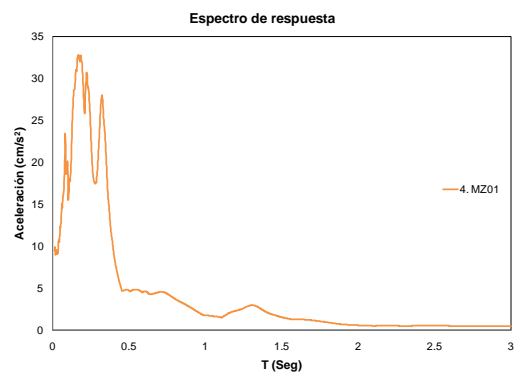
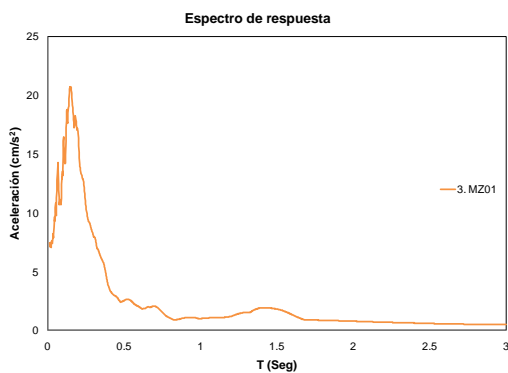
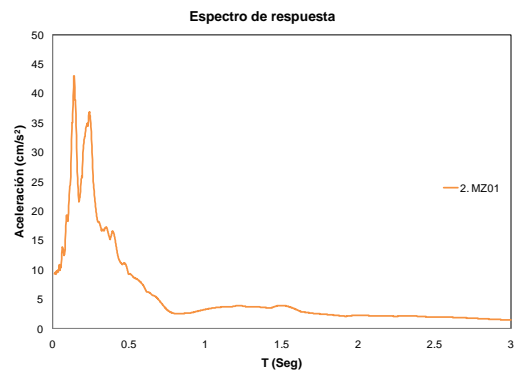
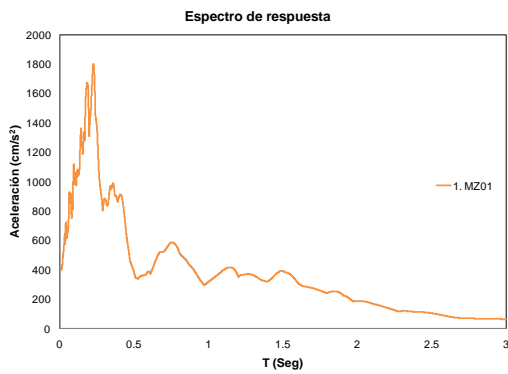
PARÁMETRO	CATEGORÍA
Y ₂ Irregularidad en subestructura	1: Ninguna
	1.5: Pilas extremas con alturas que cambian 25%
	1.9: Pilas extremas con alturas que cambian 50%
	2.3: Pilas extremas con alturas que cambian 75%
	2.5: Pilas centrales con alturas que cambian 25%
	3.6: Pilas centrales con alturas que cambian 50%
	5.0: Pilas centrales con alturas que cambian 75%

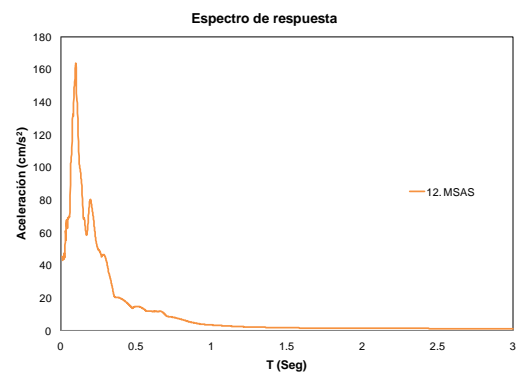
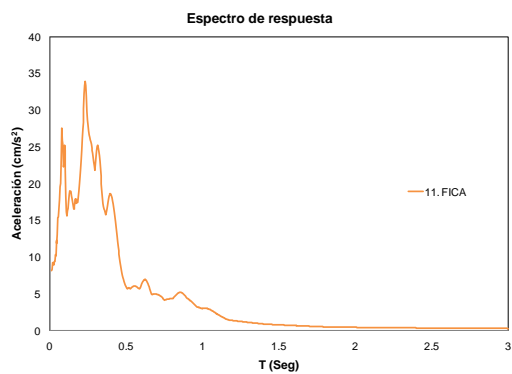
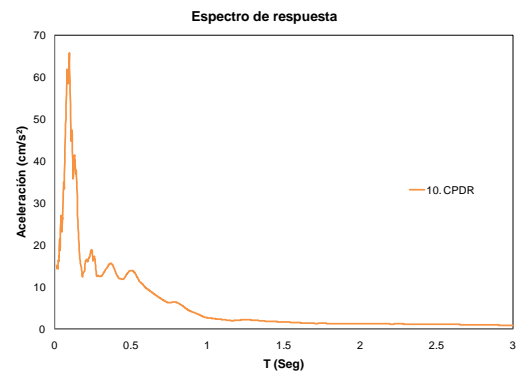
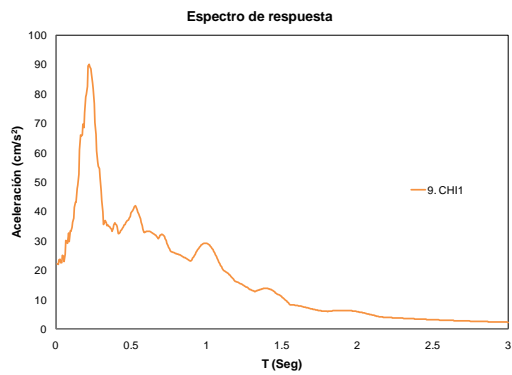
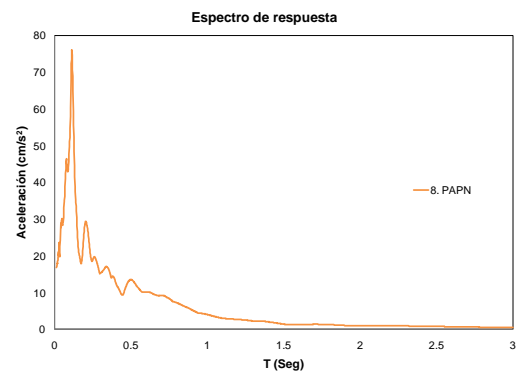
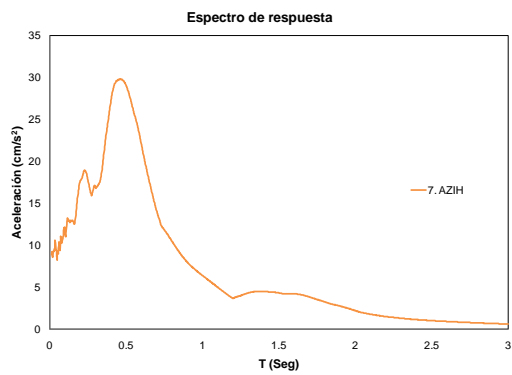
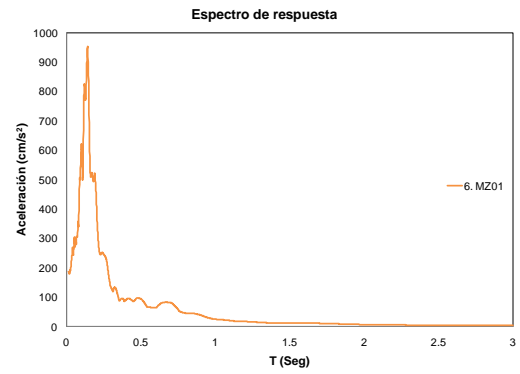
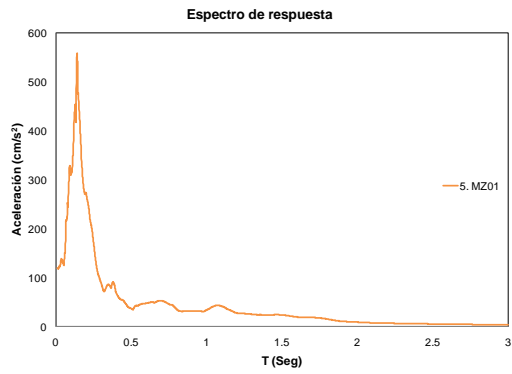
Por ejemplo, una opción que podría sustituir la parte sombreada de la tabla 5.6, donde se evalúa la irregularidad de la subestructura, del método modificado del SIPUMEX, es la que se muestra en la tabla 10.1. En esta tabla se consideran siete categorías de vulnerabilidad para este parámetro, en función de los porcentajes de cambios de alturas y de la posición, central o extrema, de la pila con variaciones. Los pesos asociados a cada categoría de vulnerabilidad fueron determinados en función de los parámetros de ajuste de las curvas cuadráticas obtenidas en este trabajo. Estos pesos siguen los criterios establecidos por el método SIPUMEX, con valores entre 0 y 5, siendo el último asociado a la categoría de estructuras más susceptibles a sismo.

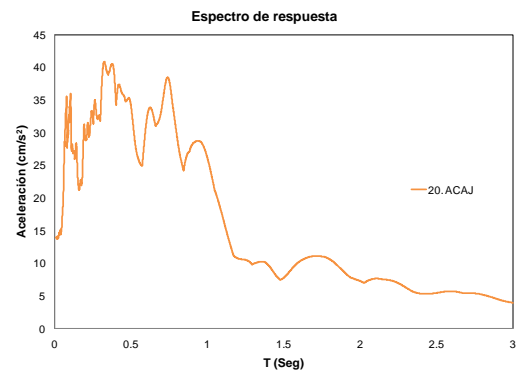
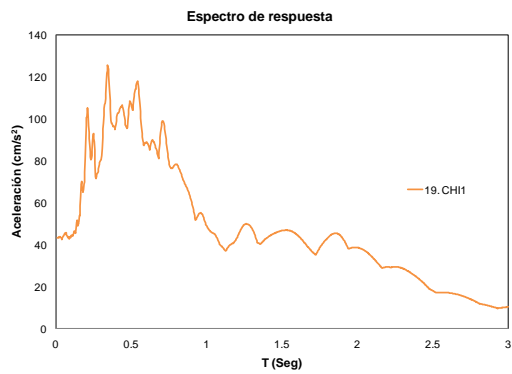
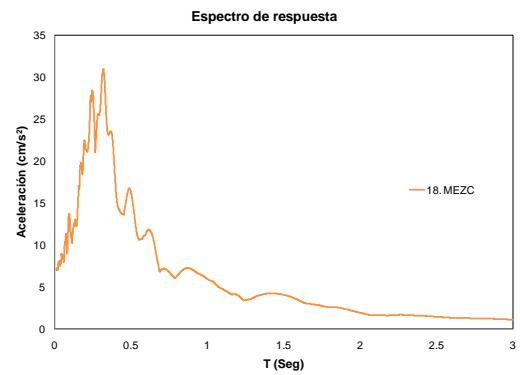
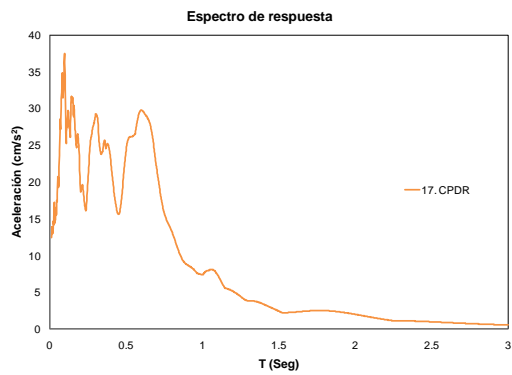
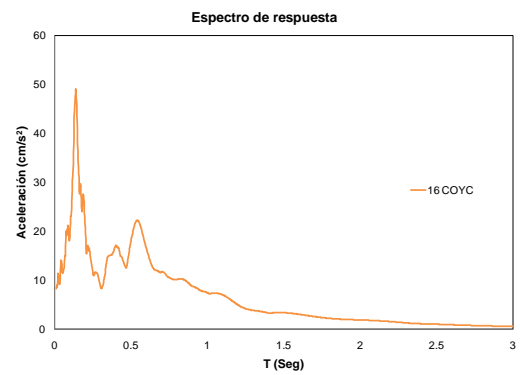
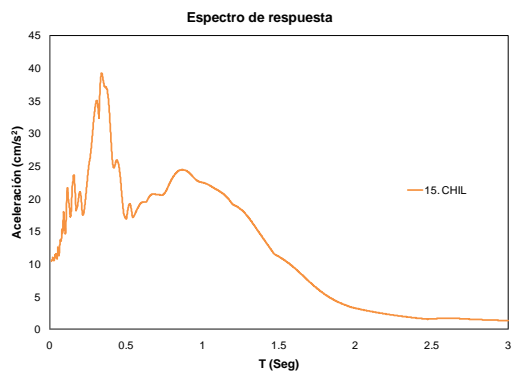
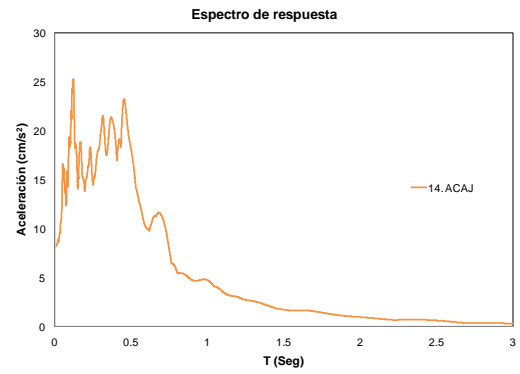
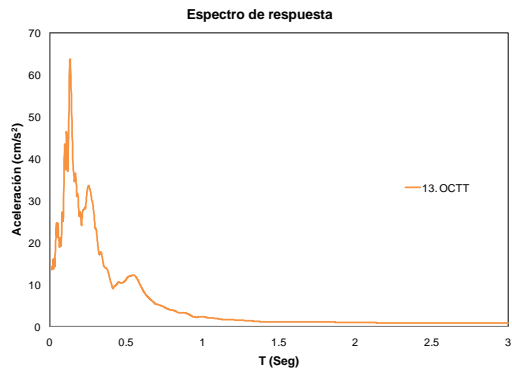
Anexo 1

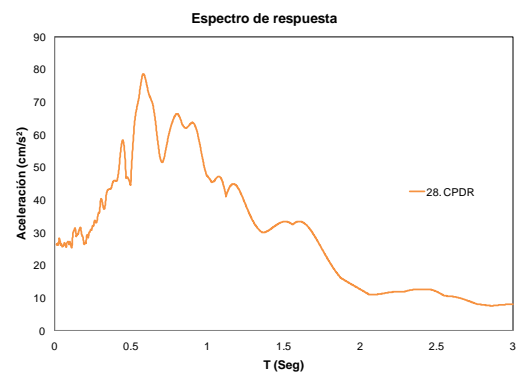
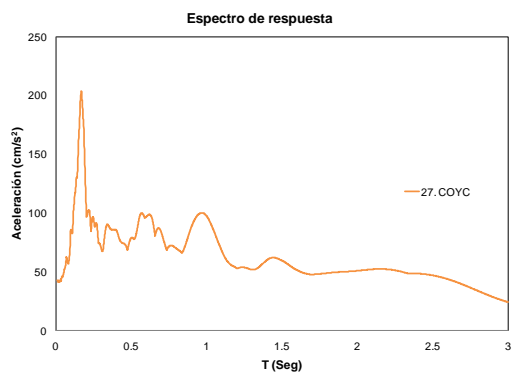
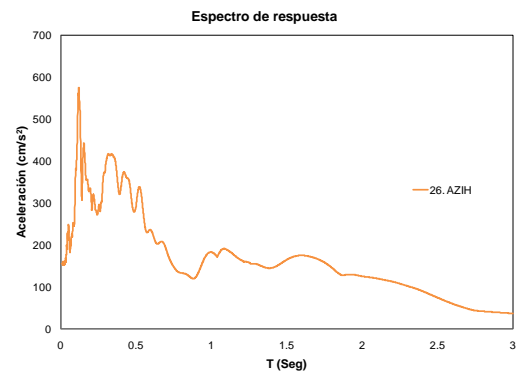
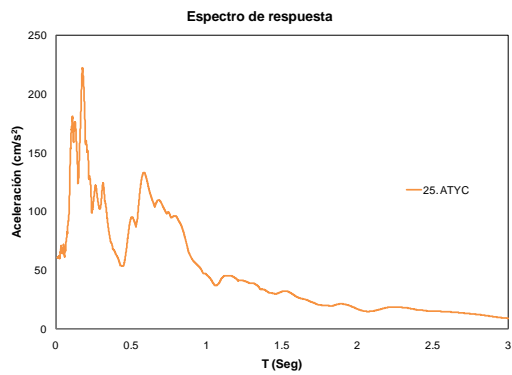
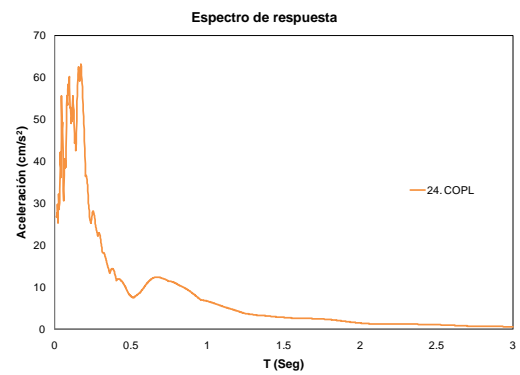
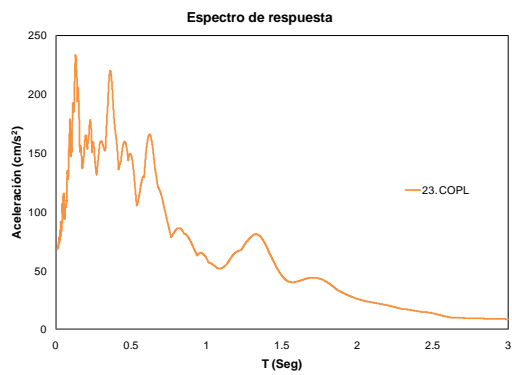
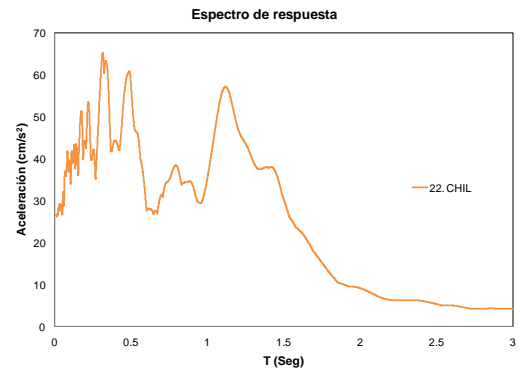
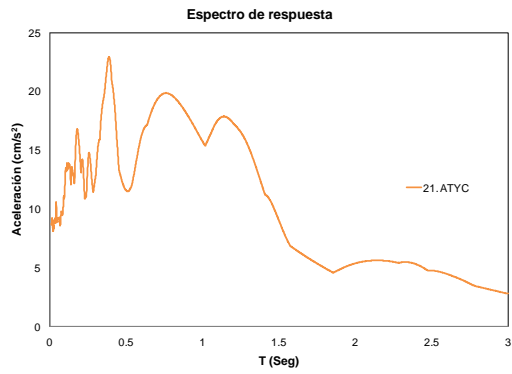
Espectros de respuesta

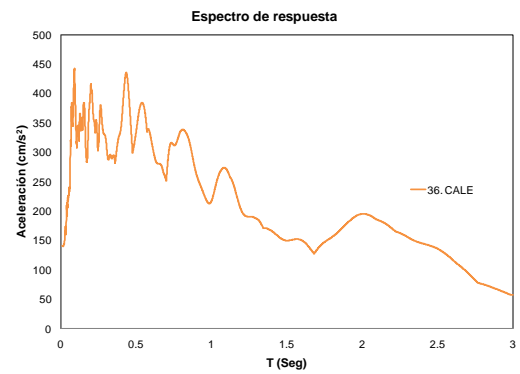
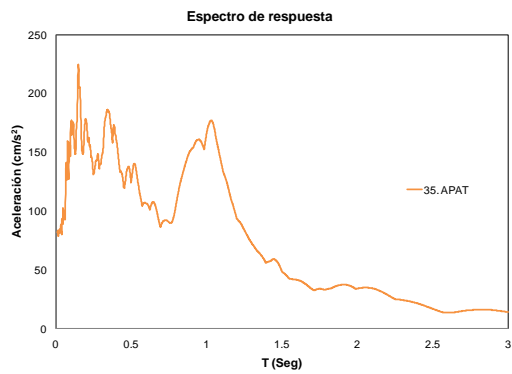
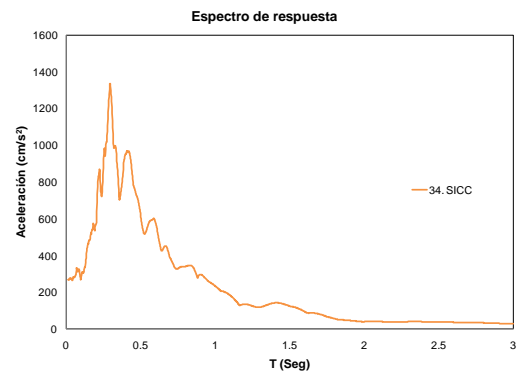
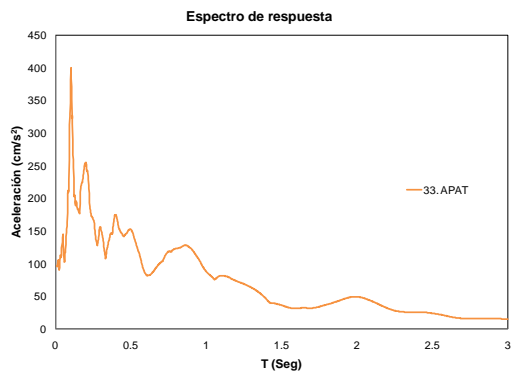
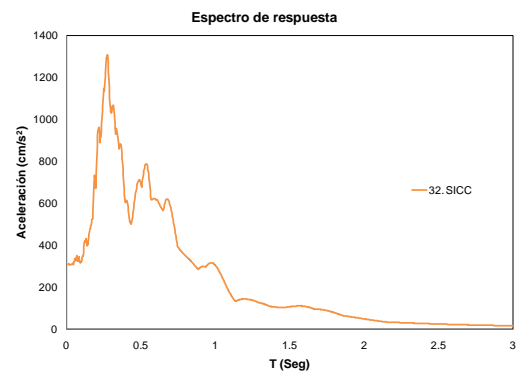
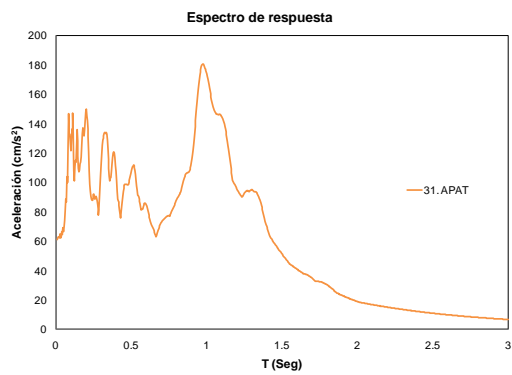
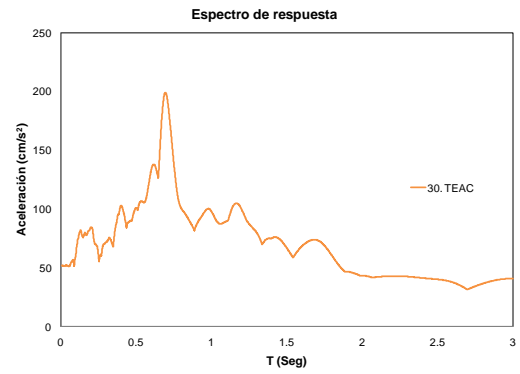
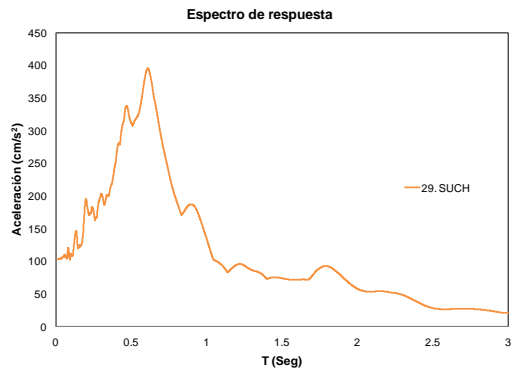
Se muestran los espectros de respuesta elásticos para un 5% de amortiguamiento crítico de los 53 acelerogramas utilizados. Se observó que los sismos considerados tienen variedad en respuestas máximas y contenido frecuencial, aunque en su mayoría tienen espectros de banda angosta con periodos fundamentales menores a 1 s.

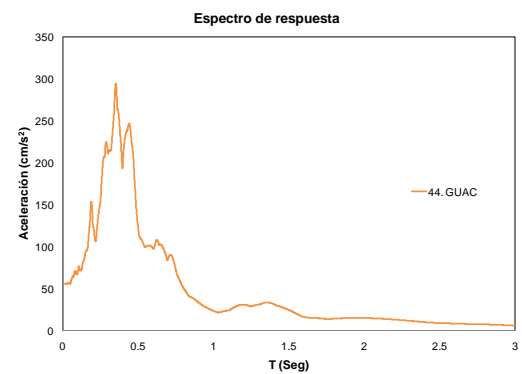
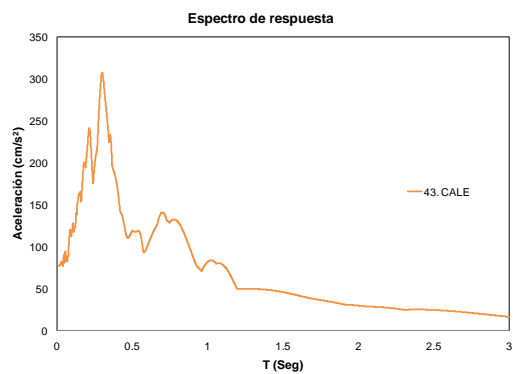
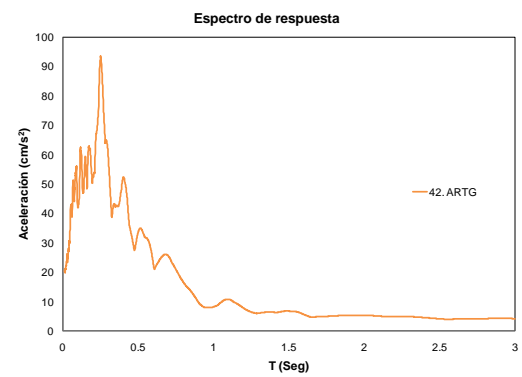
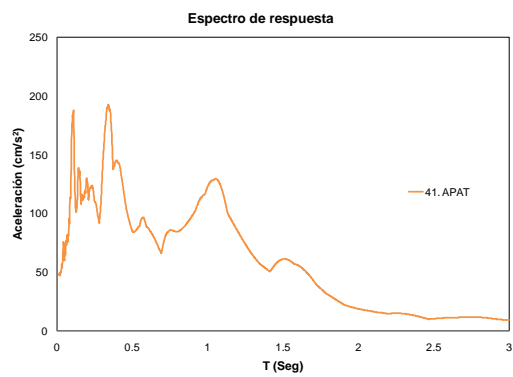
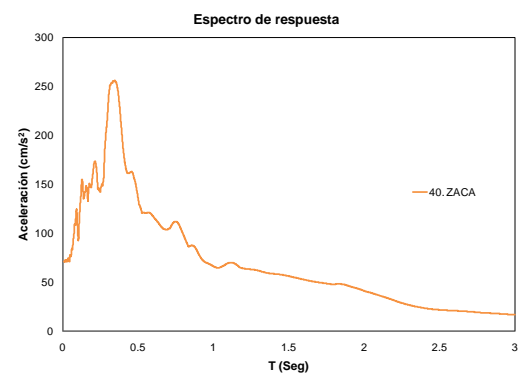
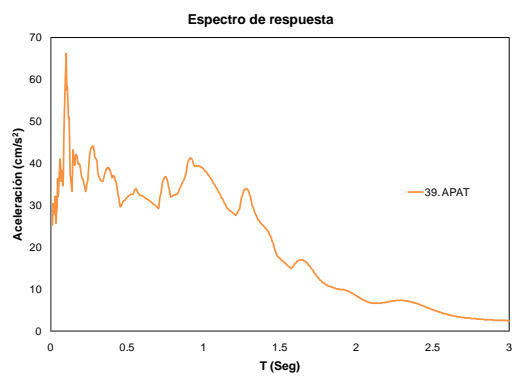
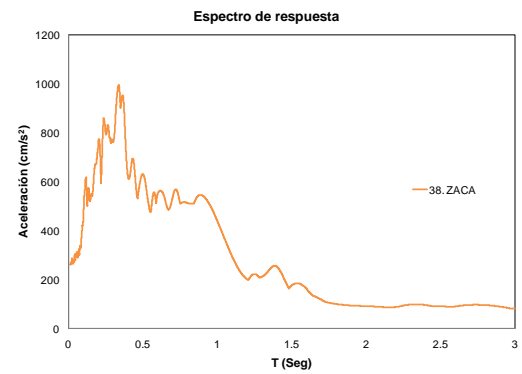
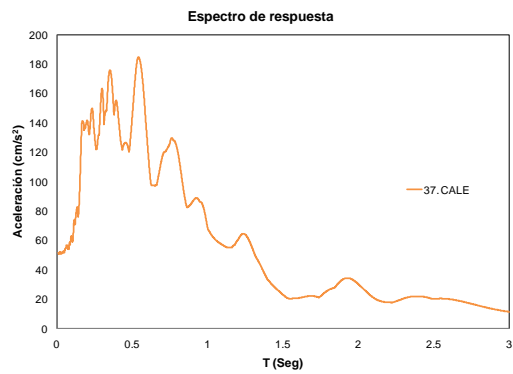


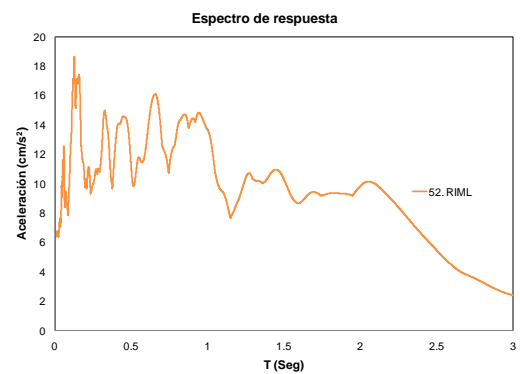
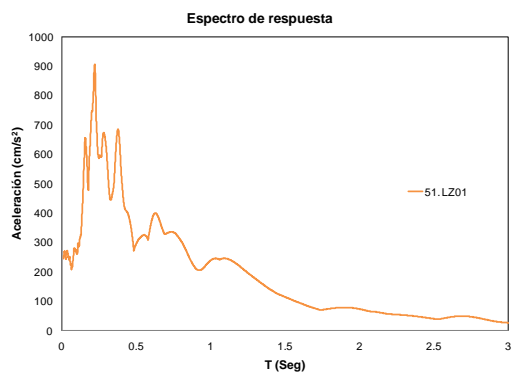
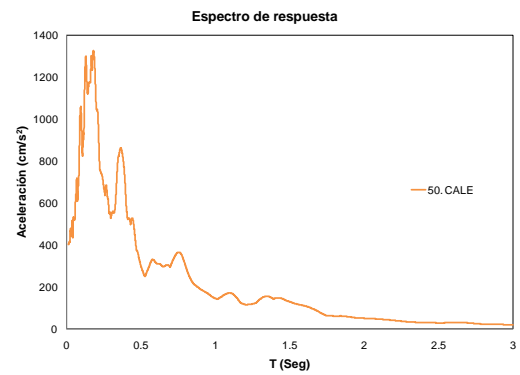
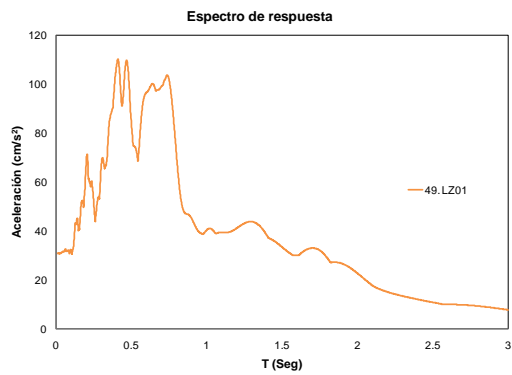
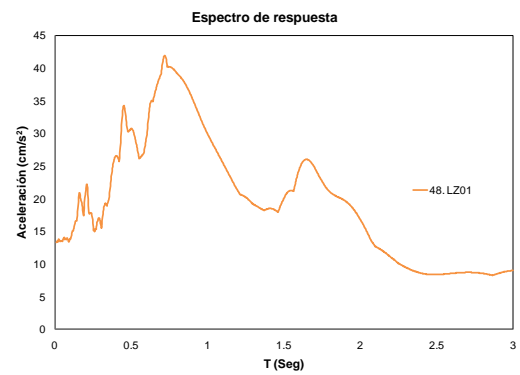
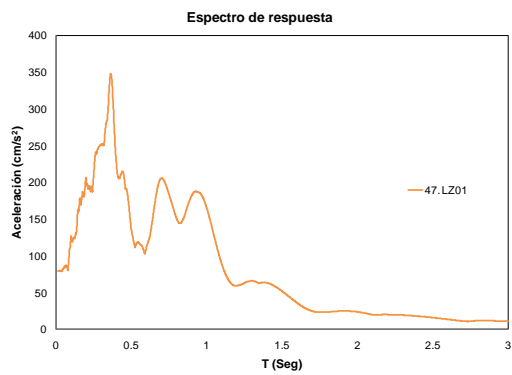
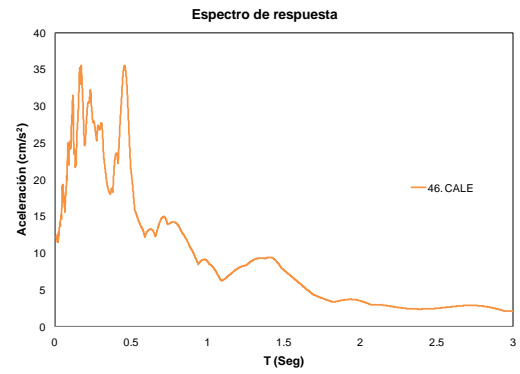
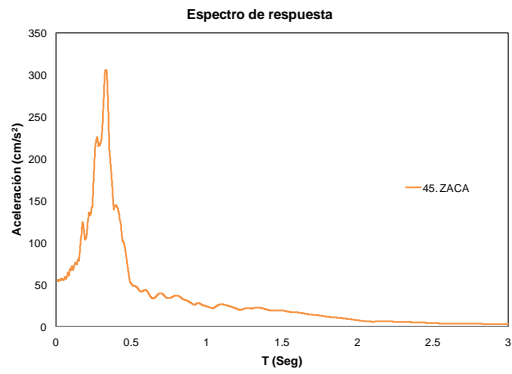


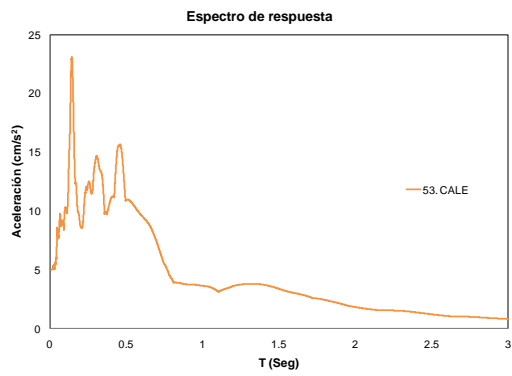












Anexo 2

Ajuste de datos por mínimos cuadrados

Se realizaron regresiones lineales y cuadráticas con los datos de las diferencias normalizadas de desplazamientos agrupadas por cuartiles, de los resultados de los análisis elásticos. Para esto, se utiliza la herramienta de regresión mediante el método de mínimos cuadrados para obtener una relación matemática entre los datos de diferencias normalizadas y los valores de variaciones de las alturas de las pilas, central y adyacente.

A2.1 Regresiones lineales y cuadráticas

Los datos conocidos son v_p , variación en la pila (central o adyacente) y I_d , diferencias máximas en desplazamientos, expresadas en porcentaje.

Se encuentra una línea que mejor ajuste los datos conocidos. Para una regresión lineal, suponemos que la ecuación es:

$$y = \beta + mx \quad (A2.1)$$

Existe un error entre el valor obtenido mediante la línea de regresión y el valor real, el cual se define en la ecuación A2.2, como:

$$E = \sum_{i=1}^n (y_i - \beta - mx_i)^2 \quad (A2.2)$$

Derivamos respecto a los parámetros β y m :

$$\frac{dE}{d\beta} = -2 \sum_{i=1}^n (y_i - \beta - mx_i) \quad (A2.3)$$

$$\frac{dE}{d\beta} = -2 \sum_{i=1}^n (y_i - \beta - mx_i)x_i \quad (A2.4)$$

Para minimizar el error, se iguala a cero y se resuelve el sistema de ecuaciones lineales, mostradas en las ecuaciones A2.5 y A2.6, para encontrar los valores de β y m , que son los parámetros para definir la línea de regresión.

$$n\beta + m \sum x_i = \sum y_i \quad (A2.5)$$

$$\beta \sum x_i + m \sum x_i^2 = \sum x_i y_i \quad (A2.6)$$

Por lo que:

$$m = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \quad (A2.7)$$

$$\beta = \frac{\sum y_i - m \sum x_i}{n} \quad (A2.8)$$

De manera similar, para una regresión cuadrática, obtenemos los valores de a , b y c que definan la ecuación:

$$y = ax^2 + bx + c \quad (A2.9)$$

El error queda definido mediante la siguiente ecuación:

$$E = \sum_{i=1}^n (y_i - ax_i^2 - bx_i - c)^2 \quad (A2.10)$$

Para obtener los parámetros a , b y c que se ajusten a los datos reales con el menor error, se resuelve el sistema de ecuaciones lineales A2.11 a A2.13, obtenido de derivar la ecuación del error A2.10, con respecto a los parámetros a , b y c :

$$a \sum x_i^2 + b \sum x_i + nc = \sum y_i \quad (A2.11)$$

$$a \sum x_i^3 + b \sum x_i^2 + c \sum x_i = \sum x_i y_i \quad (A2.12)$$

$$a \sum x_i^4 + b \sum x_i^3 + c \sum x_i^2 = \sum x_i^2 y_i \quad (A2.13)$$

A2.2 Regresiones lineales y cuadráticas para el modelo de puente monolítico

A2.2.1 Modelo monolítico con variaciones en altura de la pila central

En la figura A2.1, se presentan las regresiones lineales para el puente monolítico con variaciones en la altura de la pila central, para los valores de los cuatro cuartiles Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 . Del mismo modo, en la figura A2.2, se muestran las regresiones cuadráticas para los cuatro cuartiles.

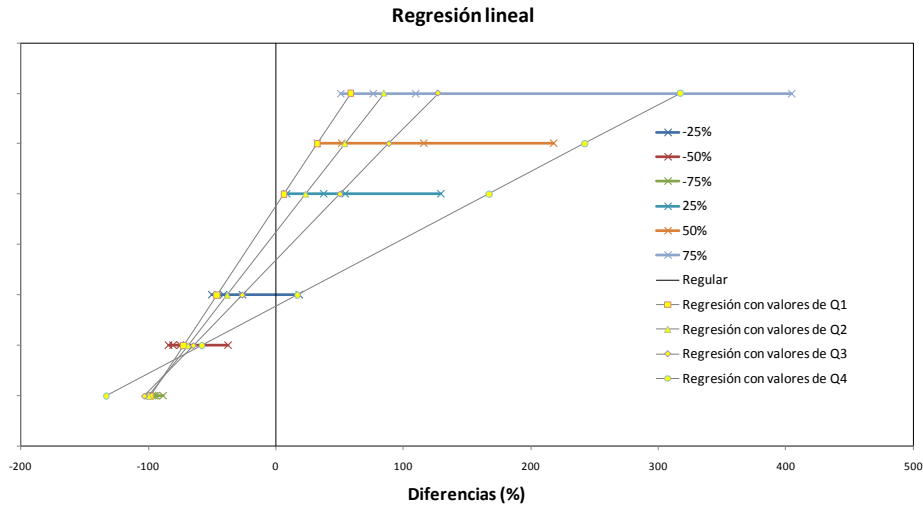


Figura A2.1 Regresiones lineales para el puente monolítico

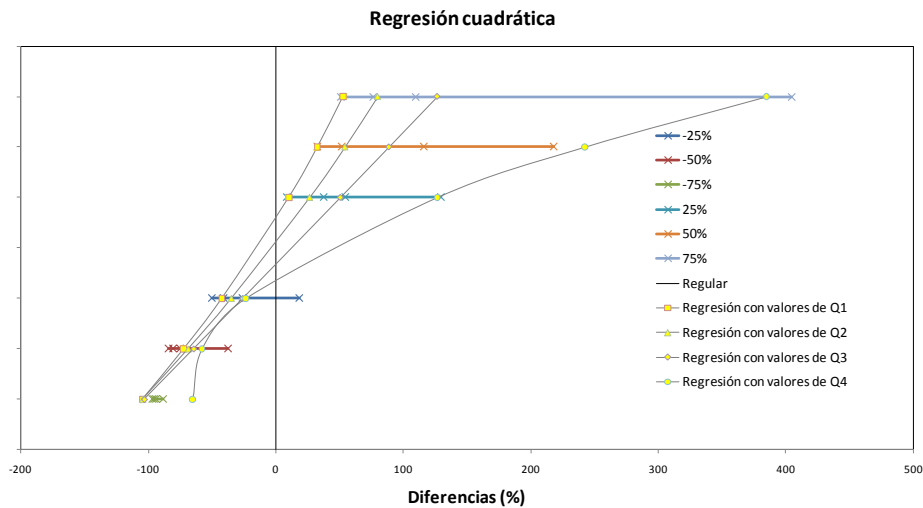


Figura A2.2 Regresiones cuadráticas para el puente monolítico

En la figura A2.3, se presenta una comparación entre la regresión lineal y la regresión cuadrática, para los datos del cuartil Q_4 , en esta se puede observar que existe un mejor ajuste de la ecuación cuadrática entre mayor es la variación de la altura de las pilas.

La ecuación A2.14, indica la línea recta de mejor ajuste, con un error de $E=51.58$ y un coeficiente de correlación de 0.968. La ecuación A2.15, presenta la curva de mejor ajuste con un error de $E=29.32$ y un coeficiente de correlación de 0.990. Por lo que la ecuación de regresión cuadrática, se ajusta mejor a los datos reales, obtenidos de los análisis elásticos realizados.

$$I_d = 3v_p + 92.11 \quad (A2.14)$$

$$I_d = 0.022v_p^2 + 3v_p + 38 \quad (A2.15)$$

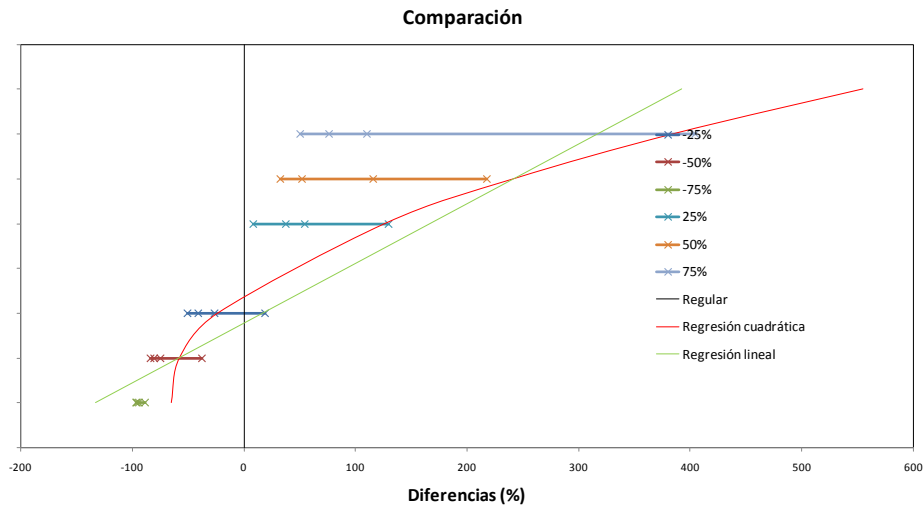


Figura A2.3 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente monolítico

A2.2.2 Modelo monolítico con variaciones en altura de la pila adyacente

En la figura A2.4, se presentan las regresiones lineales para el puente monolítico con variaciones en la altura de la pila adyacente, para los valores de los cuatro cuartiles Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 . Así mismo, en la figura A2.5, se muestran las regresiones cuadráticas para los cuatro cuartiles.

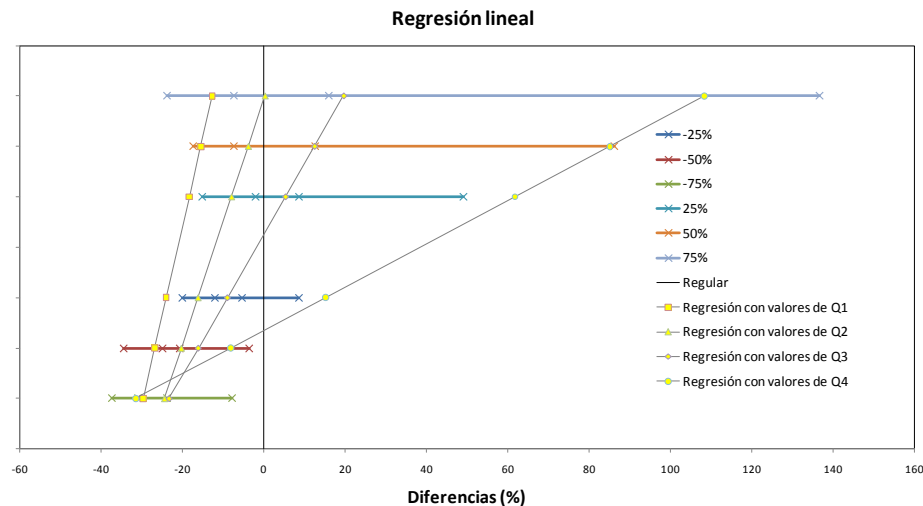


Figura A2.4 Regresiones lineales para el puente monolítico

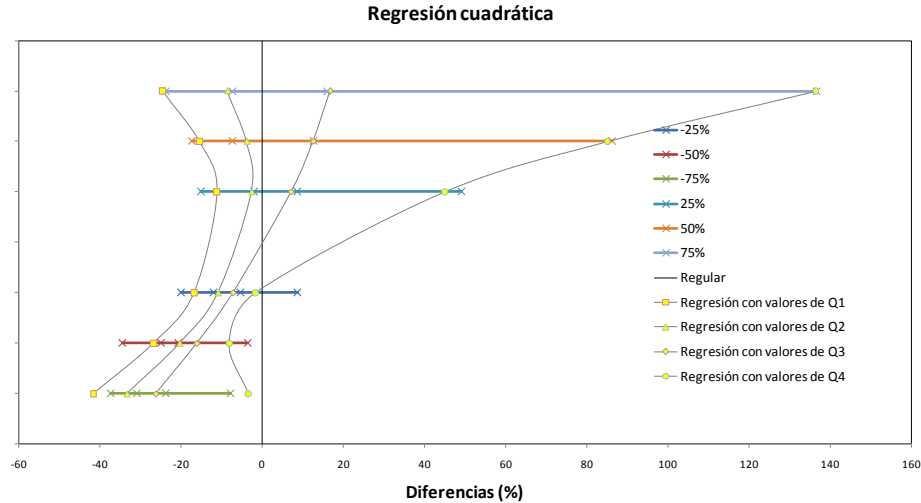


Figura A2.5 Regresiones cuadráticas para el puente monolítico

En la figura A2.6, se presenta una comparación entre la regresión lineal y la regresión cuadrática, para los datos del cuartil Q_4 , en esta se puede observar que el mejor ajuste se presenta para la ecuación de regresión cuadrática.

La ecuación A2.16, indica la línea recta de mejor ajuste, con un error de $E=18.31$ y un coeficiente de correlación de 0.959. La ecuación A2.17, presenta la curva de mejor ajuste con un error de $E=5.29$ y un coeficiente de correlación de 0.997. Por lo que la ecuación de regresión cuadrática, se ajusta mejor a los datos reales, obtenidos de los análisis elásticos realizados.

$$I_d = 0.93v_p + 38.47 \quad (A2.16)$$

$$I_d = 0.009v_p^2 + 0.93v_p + 16 \quad (A2.17)$$

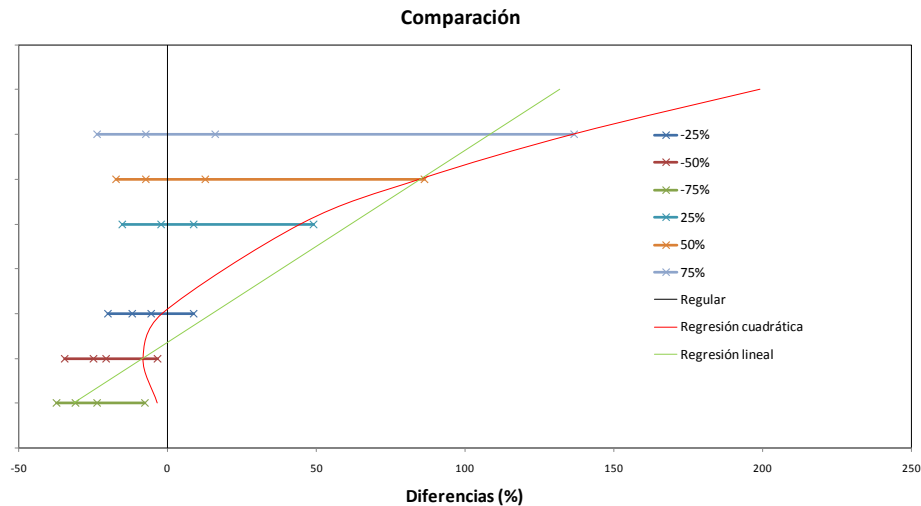


Figura A2.6 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente monolítico

A2.3 Regresiones lineales y cuadráticas para el modelo de puente continuo

A2.3.1 Modelo continuo con variaciones en altura de la pila central

Las regresiones lineales para el modelo de puente continuo con variaciones en la altura de la pila central, se presenta en la figura A2.7, para los valores de los cuatro cuartiles Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 .

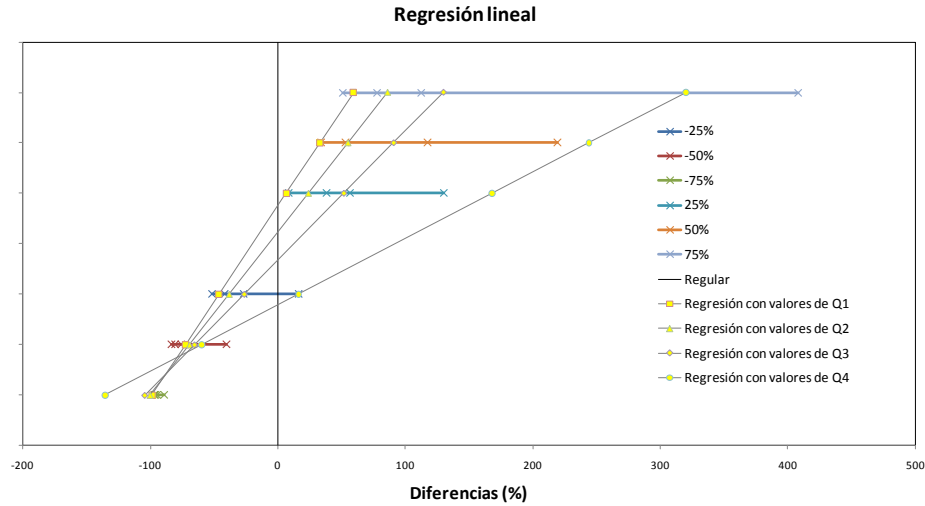


Figura A2.7 Regresiones lineales para el puente continuo

En la figura A2.8, se muestran las regresiones cuadráticas para los cuatro cuartiles, Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 .

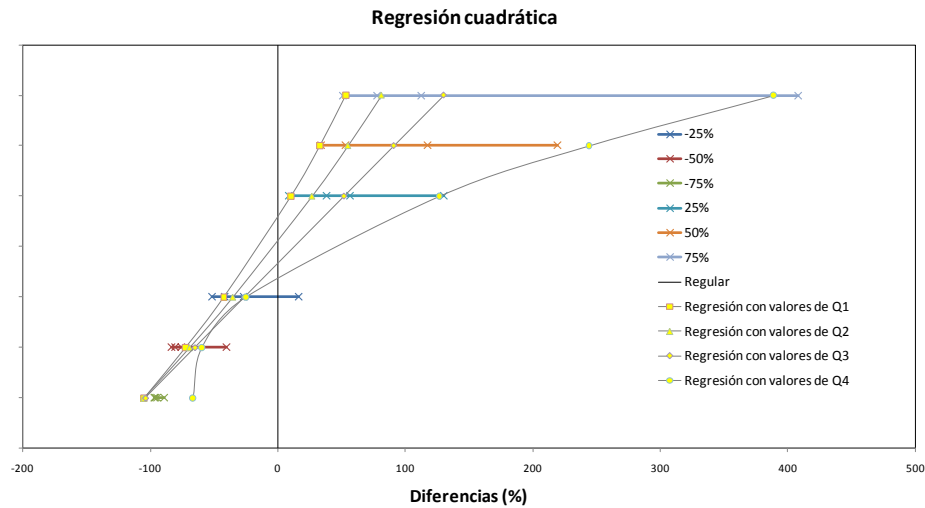


Figura A2.8 Regresiones cuadráticas para el puente continuo

En la figura A2.9, se muestra una comparación entre la regresión lineal y la regresión cuadrática, para los datos del cuartil Q_4 , en la que se puede notar que el mejor ajuste se presenta para la ecuación de regresión cuadrática.

La ecuación A2.18, indica la línea recta de mejor ajuste, con un error de $E=52.48$ y un coeficiente de correlación de 0.968. La ecuación A2.19, presenta la curva de mejor ajuste con un error de $E=28.87$ y un coeficiente de correlación de 0.990. Por lo que la ecuación de regresión cuadrática, se ajusta mejor a los datos reales, obtenidos de los análisis elásticos realizados.

$$I_d = 3.04v_p + 92.16 \quad (A2.18)$$

$$I_d = 0.022v_p^2 + 3.04v_p + 37 \quad (A2.19)$$

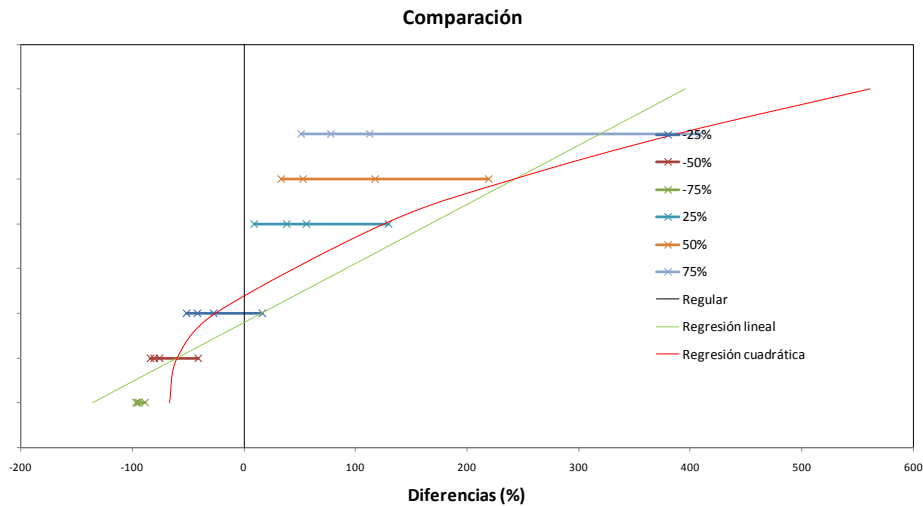


Figura A2.9 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente continuo

A2.3.2 Modelo continuo con variaciones en altura de la pila adyacente

Las regresiones lineales para el modelo de puente continuo con variaciones en la altura de la pila adyacente, se presenta en la figura A2.10, para los valores de los cuatro cuartiles Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 .

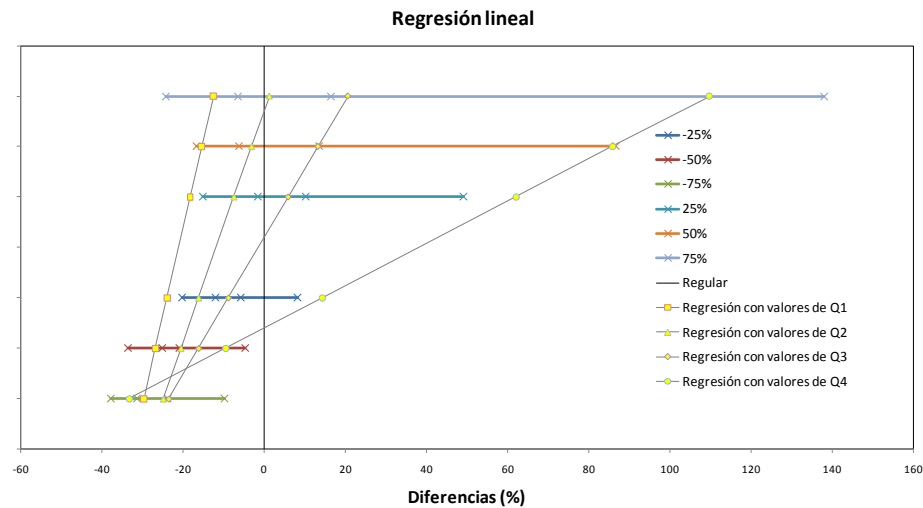


Figura A2.10 Regresiones lineales para el puente continuo

En la figura A2.11, se muestran las regresiones cuadráticas para los cuatro cuartiles, Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 .

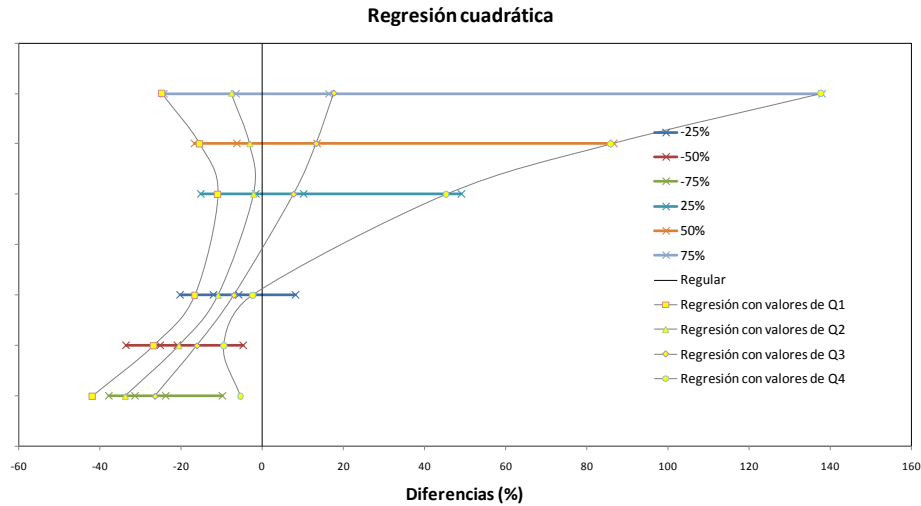


Figura A2.11 Regresiones cuadráticas para el puente continuo

En la figura A2.12, se muestra una comparación entre la regresión lineal y la regresión cuadrática, para los datos del cuartil Q_4 , en la que se puede notar que el mejor ajuste se presenta para la ecuación de regresión cuadrática.

La ecuación A2.19, indica la línea recta de mejor ajuste, con un error de $E=18.31$ y un coeficiente de correlación de 0.960. La ecuación A2.20, presenta la curva de mejor ajuste con un error de $E=5.44$ y un coeficiente de correlación de 0.997. Por lo que la ecuación de regresión cuadrática, se ajusta mejor a los datos reales, obtenidos de los análisis elásticos realizados.

$$I_d = 0.95v_p + 38.21 \quad (A2.19)$$

$$I_d = 0.009v_p^2 + 0.95v_p + 16 \quad (A2.20)$$

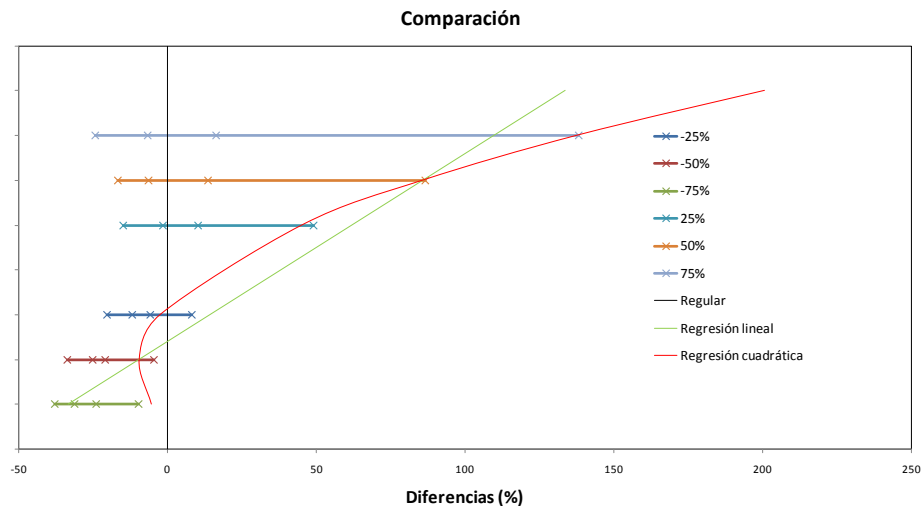


Figura A2.12 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente continuo

A2.4 Regresiones lineales y cuadráticas para el modelo de puente simplemente apoyado

A2.4.1 Modelo simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila central

En la figura A2.13, se presentan las regresiones lineales para el puente monolítico con variaciones en la altura de la pila adyacente, para los valores de los cuatro cuartiles Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 . Del mismo modo, en la figura A2.14, se muestran las regresiones cuadráticas para los cuatro cuartiles.

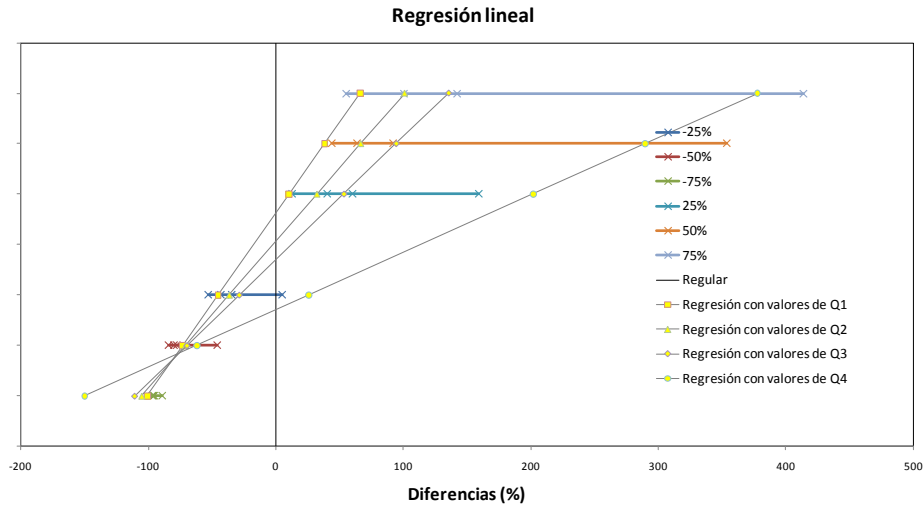


Figura A2.13 Regresiones lineales para el puente simplemente apoyado

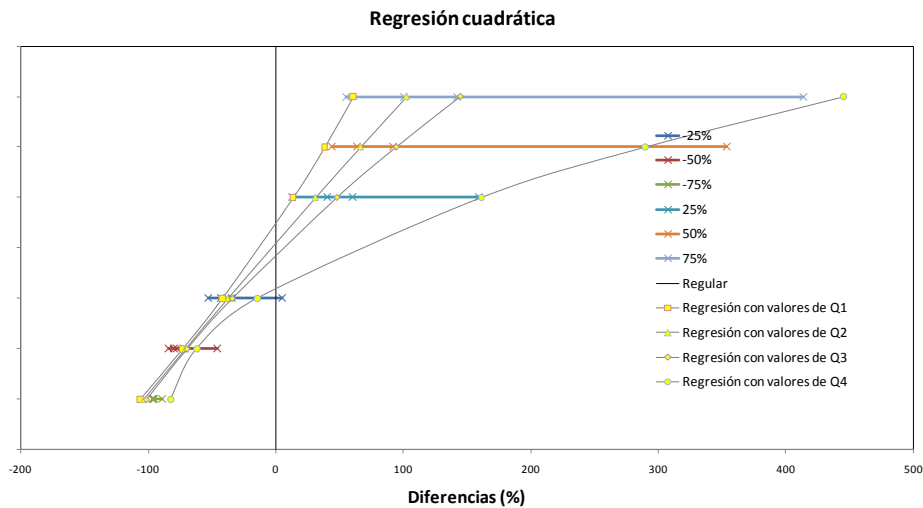


Figura A2.14 Regresiones cuadráticas para el puente simplemente apoyado

En la figura A2.15, se muestra una comparación entre la regresión lineal y la regresión cuadrática, para los datos del cuartil Q_4 , en la que se puede notar que el mejor ajuste se presenta para la ecuación de regresión cuadrática.

La ecuación A2.21, indica la línea recta de mejor ajuste, con un error de $E=48.84$ y un coeficiente de correlación de 0.979. La ecuación A2.22, presenta la curva de mejor ajuste con un error de $E=35.72$ y un coeficiente de correlación de 0.989. Por lo que la ecuación de regresión cuadrática, se ajusta mejor a los datos reales, obtenidos de los análisis elásticos realizados.

$$I_d = 3.52v_p + 113.83 \quad (A2.21)$$

$$I_d = 0.022v_p^2 + 3.52v_p + 60 \quad (A2.22)$$

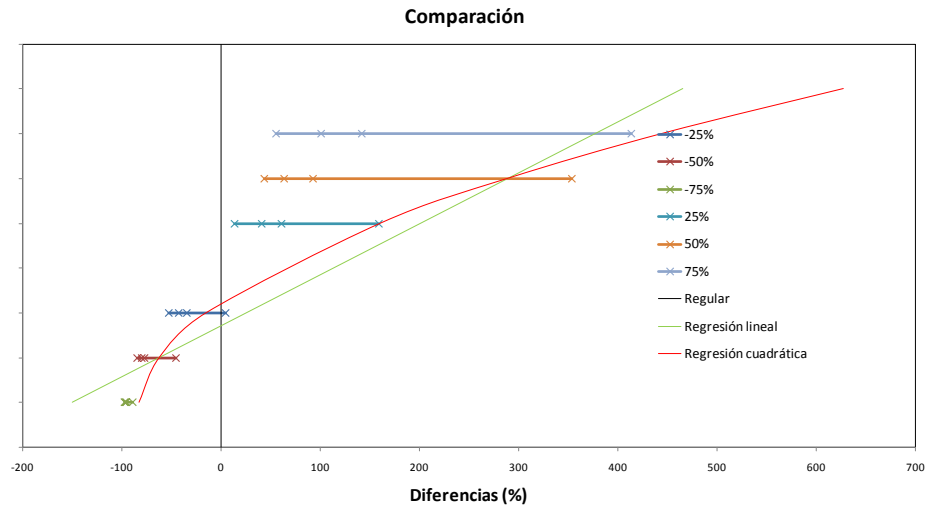


Figura A2.15 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente simplemente apoyado

A2.4.2 Modelo simplemente apoyado con variaciones en altura de la pila adyacente

En la figura A2.16, se presentan las regresiones lineales para el puente monolítico con variaciones en la altura de la pila adyacente, para los valores de los cuatro cuartiles Q_1 , Q_2 , Q_3 y Q_4 . Así mismo, en la figura A2.17, se muestran las regresiones cuadráticas para los cuatro cuartiles.

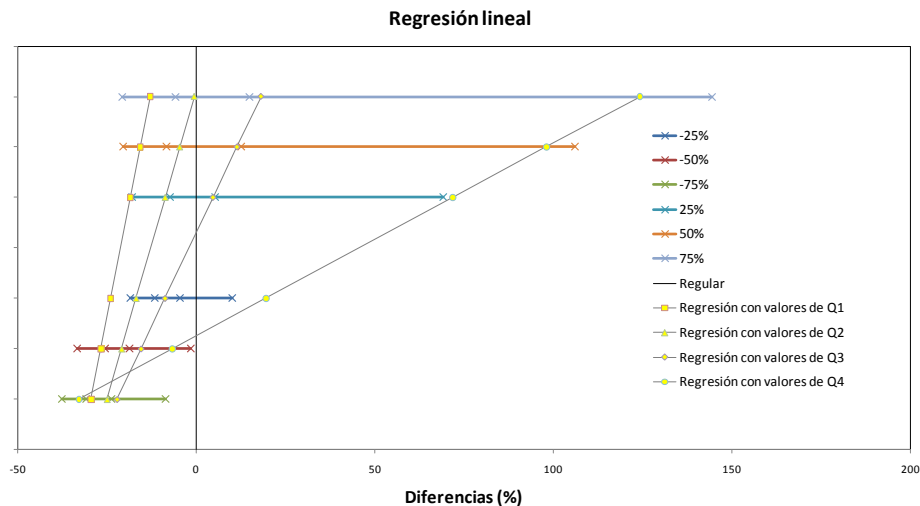


Figura A2.16 Regresiones lineales para el puente simplemente apoyado

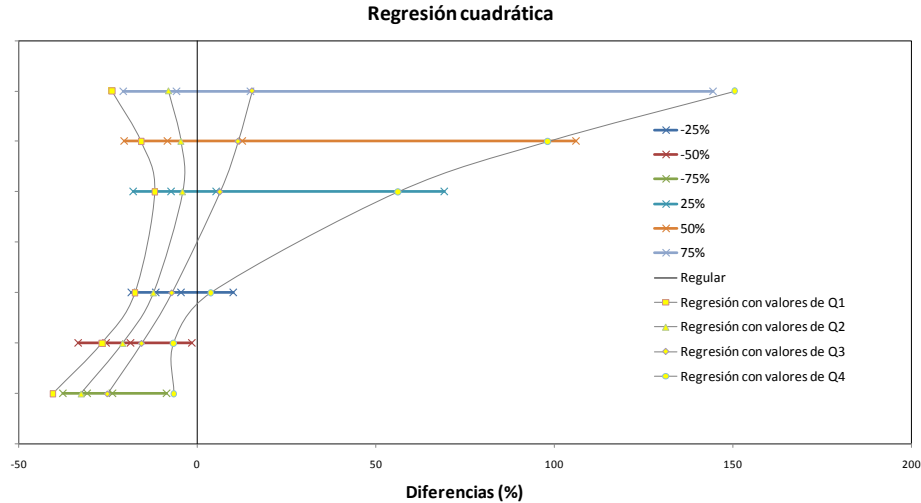


Figura A2.17 Regresiones cuadráticas para el puente simplemente apoyado

En la figura A2.18, se muestra una comparación entre la regresión lineal y la regresión cuadrática, para los datos del cuartil Q_4 , en la que se puede notar que el mejor ajuste se presenta para la ecuación de regresión cuadrática.

La ecuación A2.23, indica la línea recta de mejor ajuste, con un error de $E=14.47$ y un coeficiente de correlación de 0.979. La ecuación A2.24, presenta la curva de mejor ajuste con un error de $E=7.53$ y un coeficiente de correlación de 0.994. Por lo que la ecuación de regresión cuadrática, se ajusta mejor a los datos reales, obtenidos de los análisis elásticos realizados.

$$I_d = 1.05v_p + 45.68 \quad (A2.23)$$

$$I_d = 0.008v_p^2 + 1.05v_p + 25 \quad (A2.24)$$

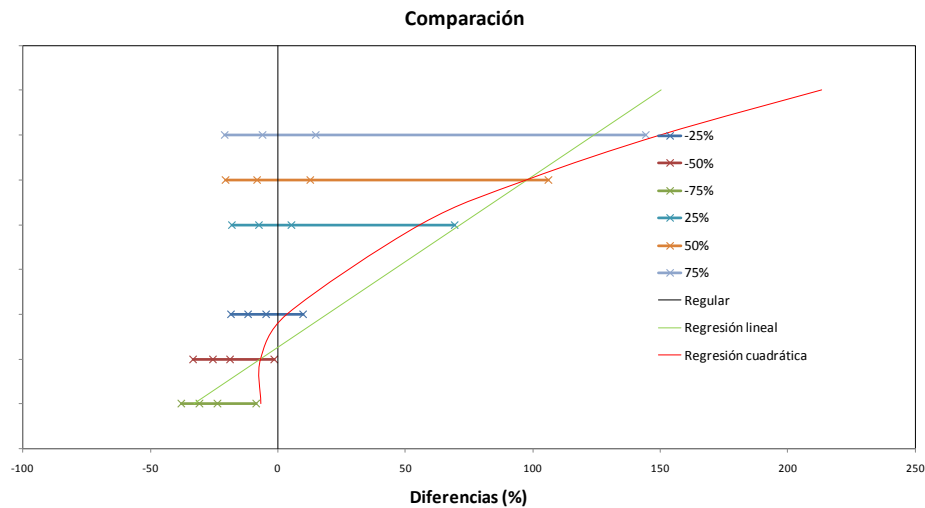


Figura A2.18 Comparación entre regresión lineal y cuadrática para el puente simplemente apoyado

Anexo 3

Modelo 1, puente monolítico

En éste anexo se muestran las gráficas de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos máximos producidos en la dirección transversal para el modelo correspondiente a puente monolítico, así como sus respectivas diferencias respecto al modelo regular.

A.1 Respuestas máximas variando la altura de la pila central

A.1.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal

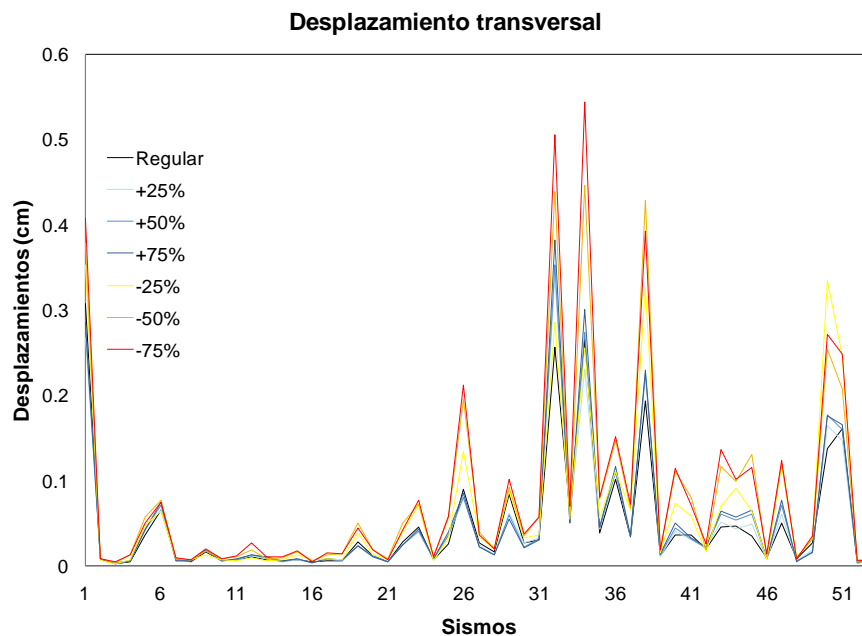


Figura A.1 Desplazamientos máximos del nodo 1

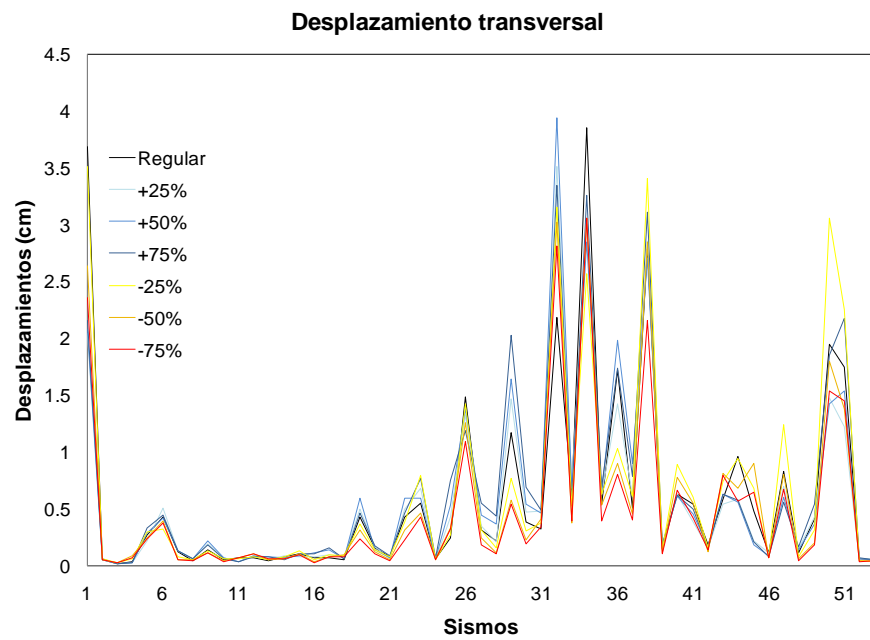


Figura A.2 Desplazamientos máximos del nodo 2

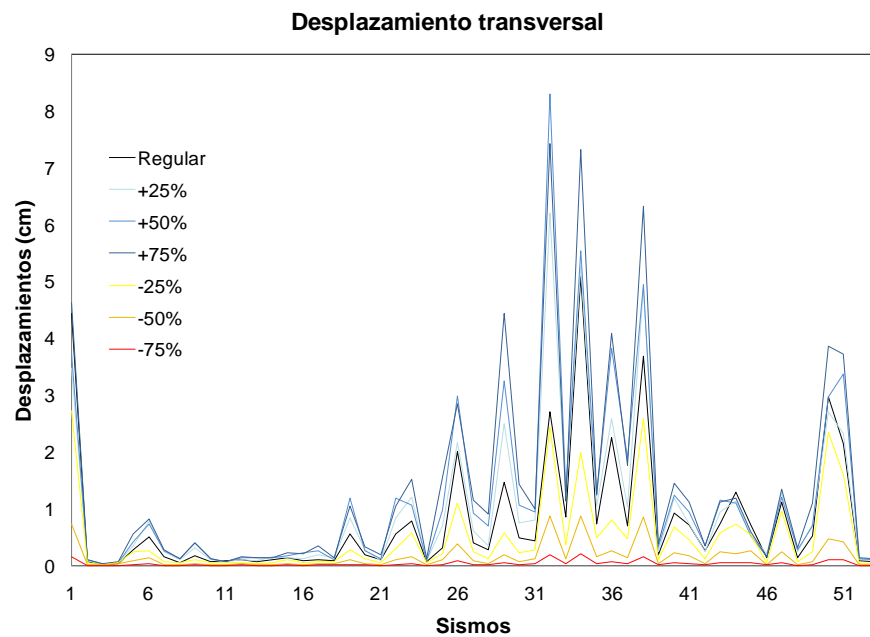


Figura A.3 Desplazamientos máximos del nodo 3

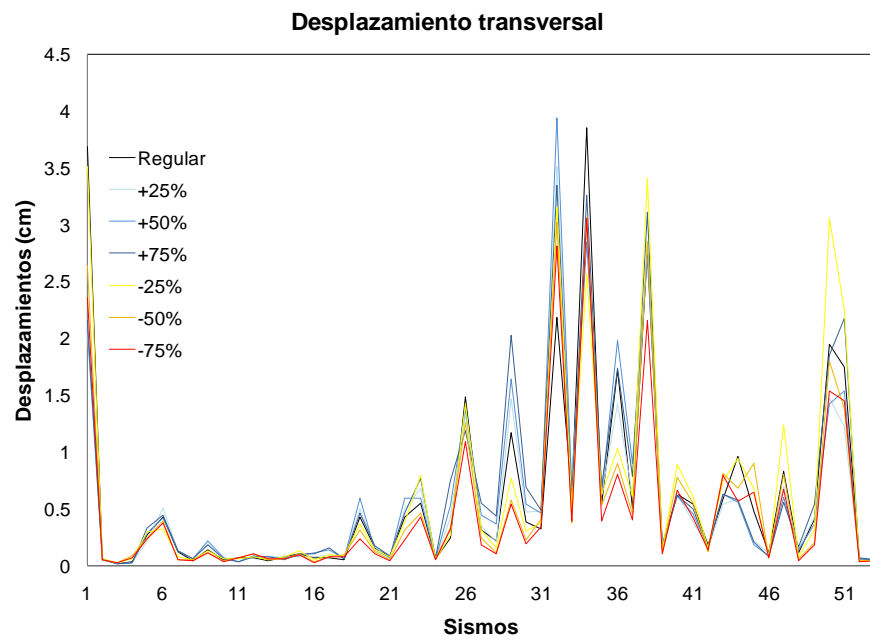


Figura A.4 Desplazamientos máximos del nodo 4

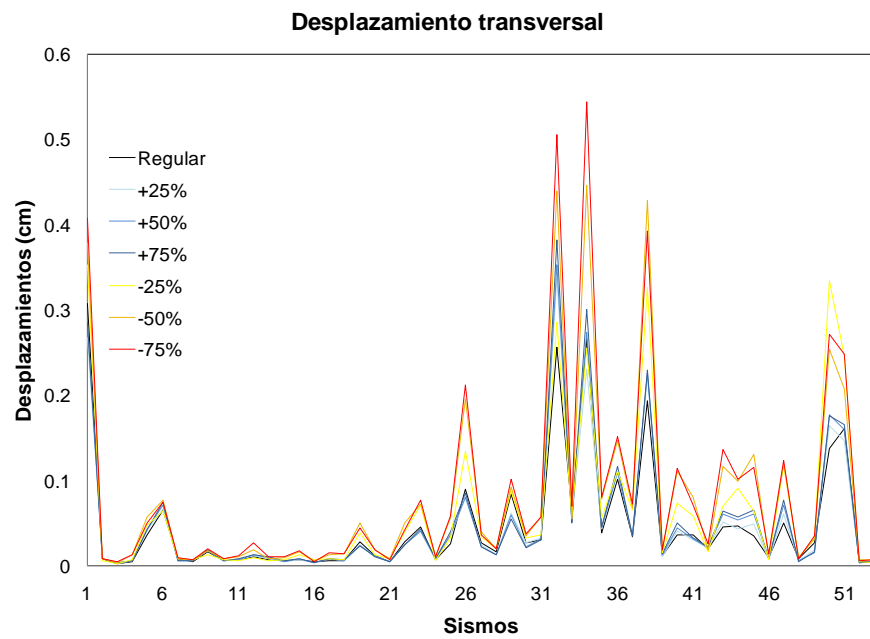
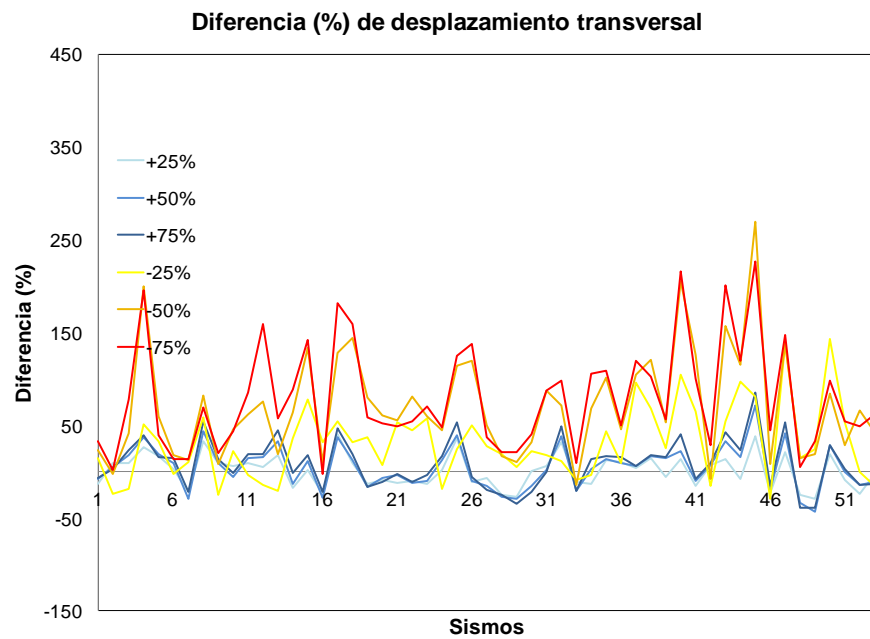
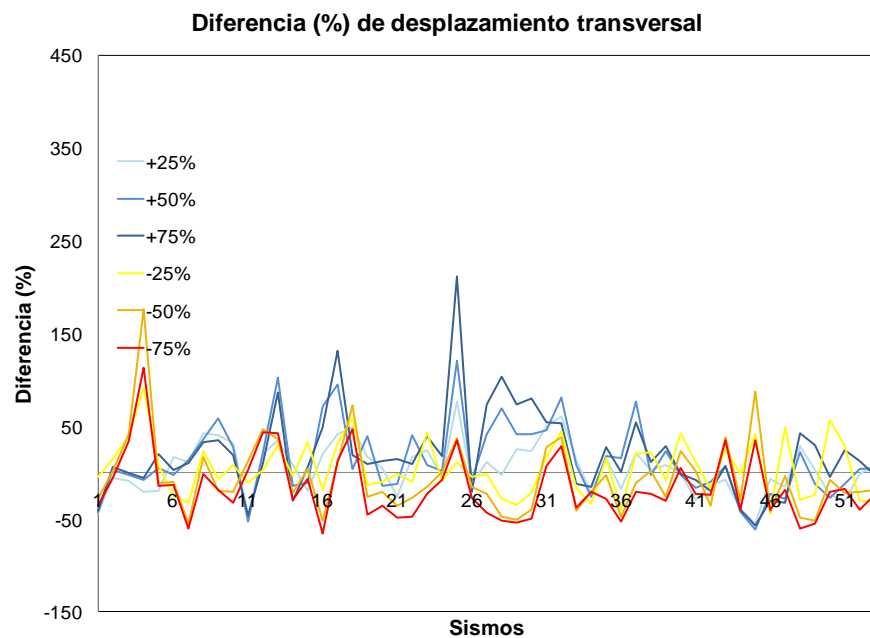


Figura A.5 Desplazamientos máximos del nodo 5

A.1.2 Diferencias normalizadas de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular*Figura A.6 Diferencias en porcentaje del nodo 1**Figura A.7 Diferencias en porcentaje del nodo 2*

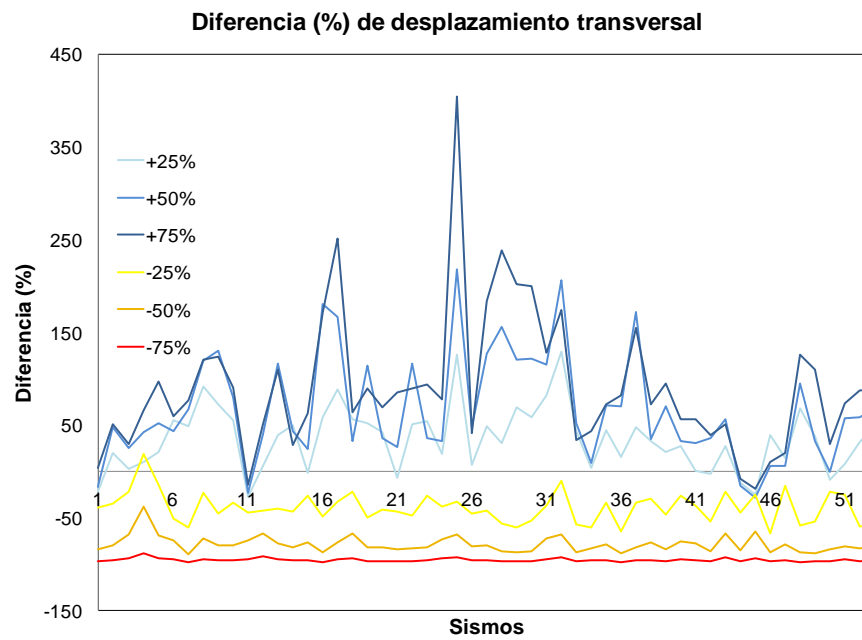


Figura A.8 Diferencias en porcentaje del nodo 3

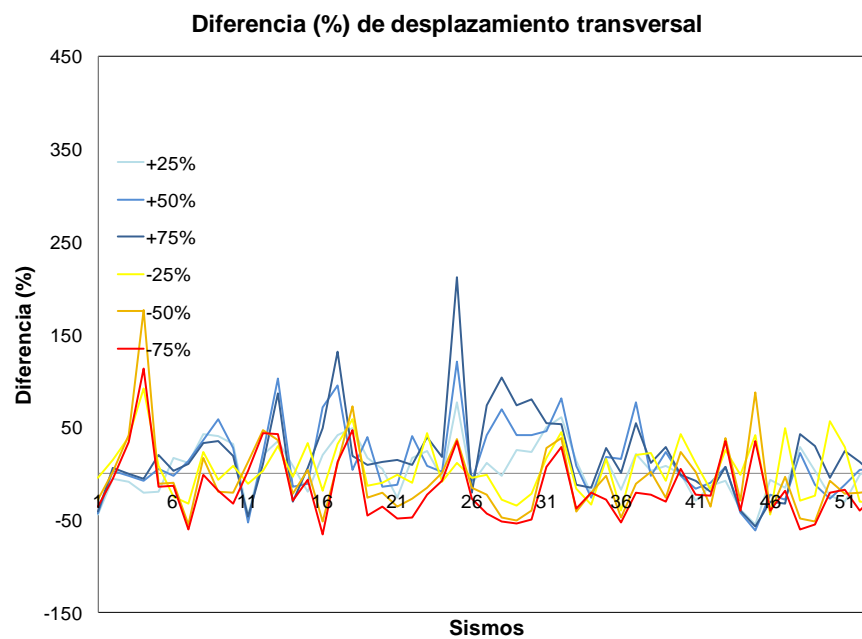


Figura A.9 Diferencias en porcentaje del nodo 4

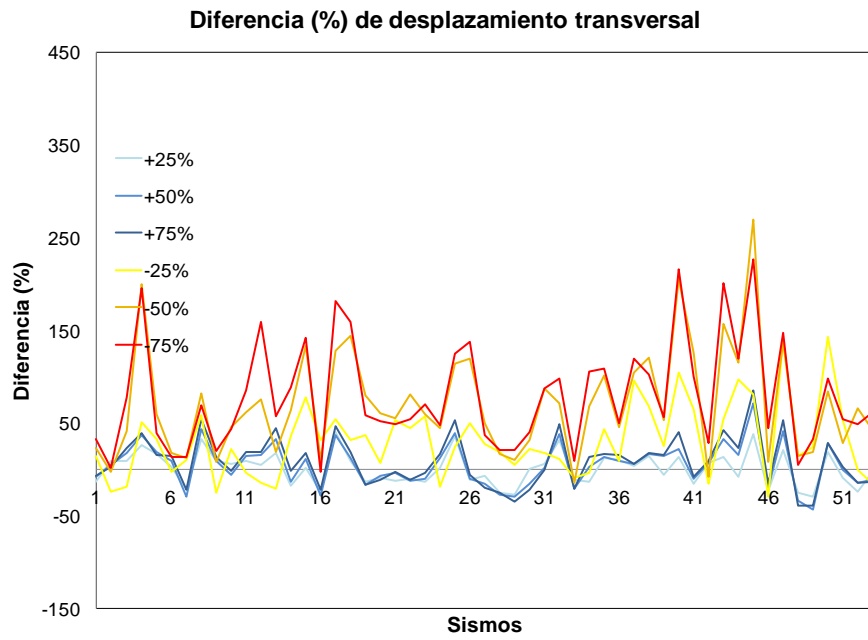


Figura A.10 Diferencias en porcentaje del nodo 5

A.1.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal

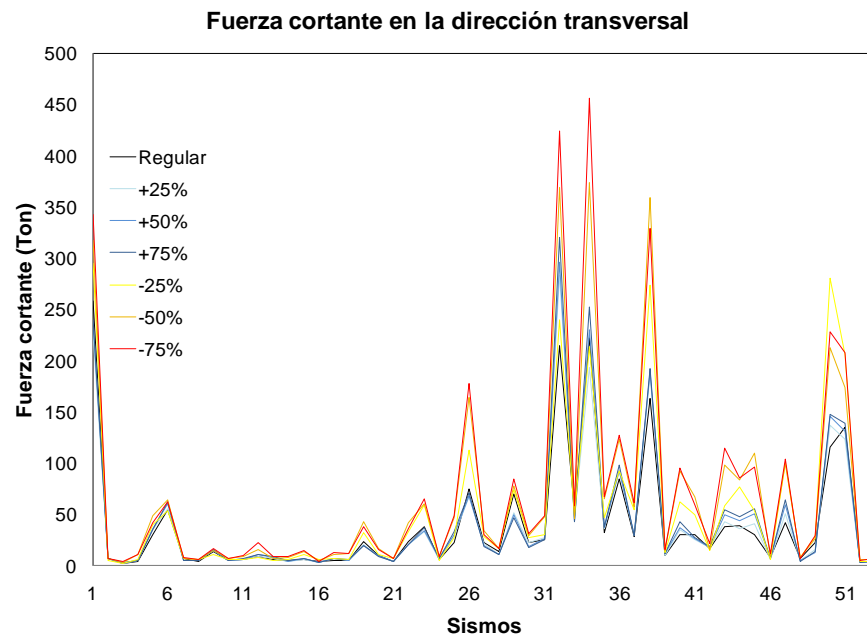


Figura A.11 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1

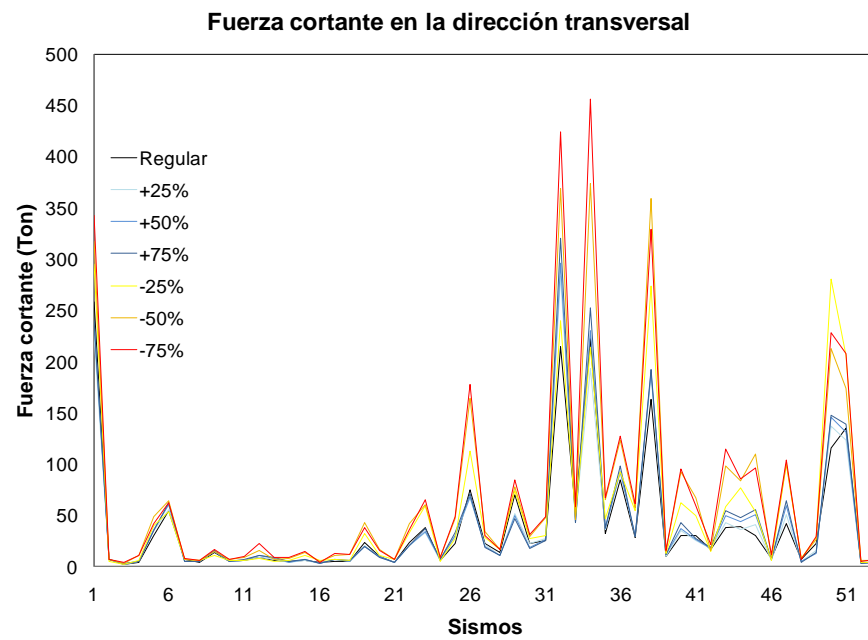


Figura A.12 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5

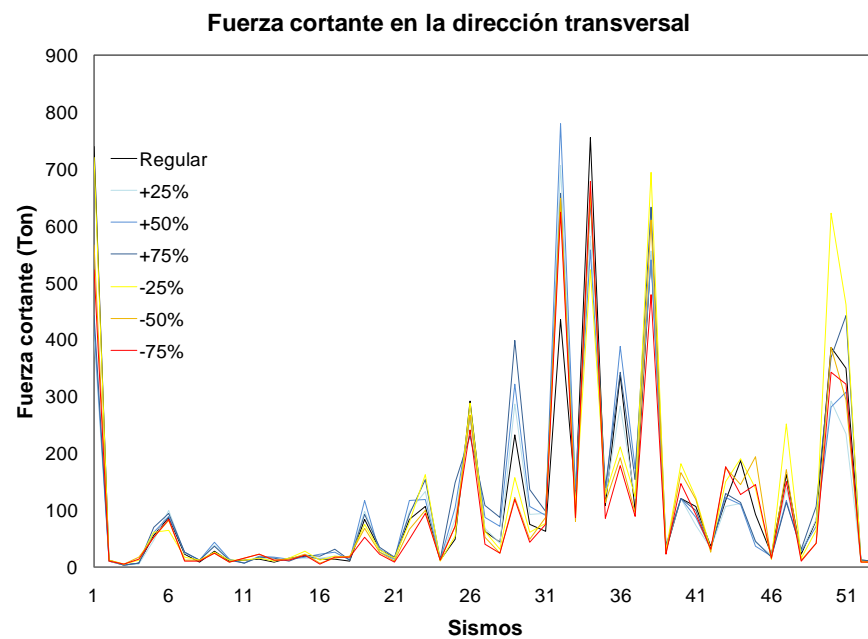


Figura A.13. Fuerzas cortantes máximas del nodo 6

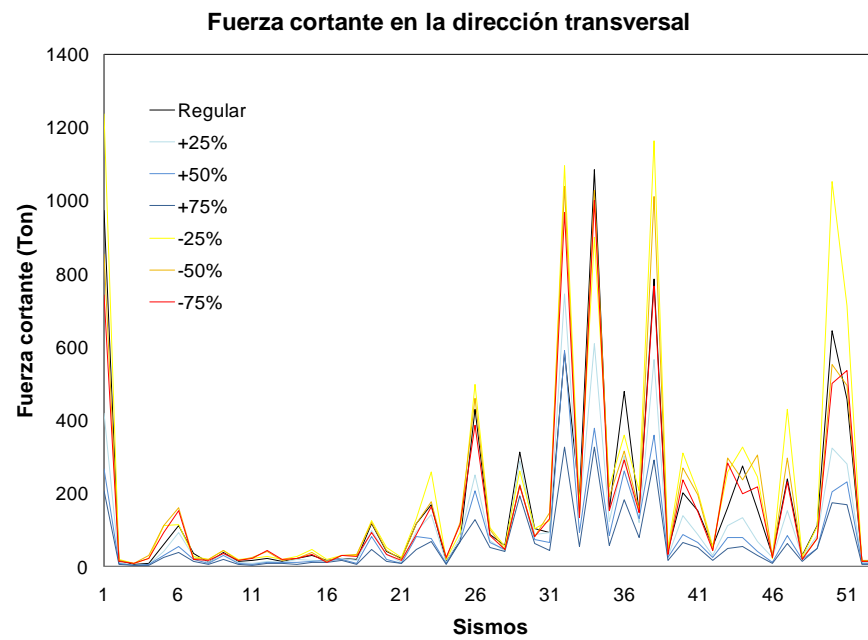


Figura A.14 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7

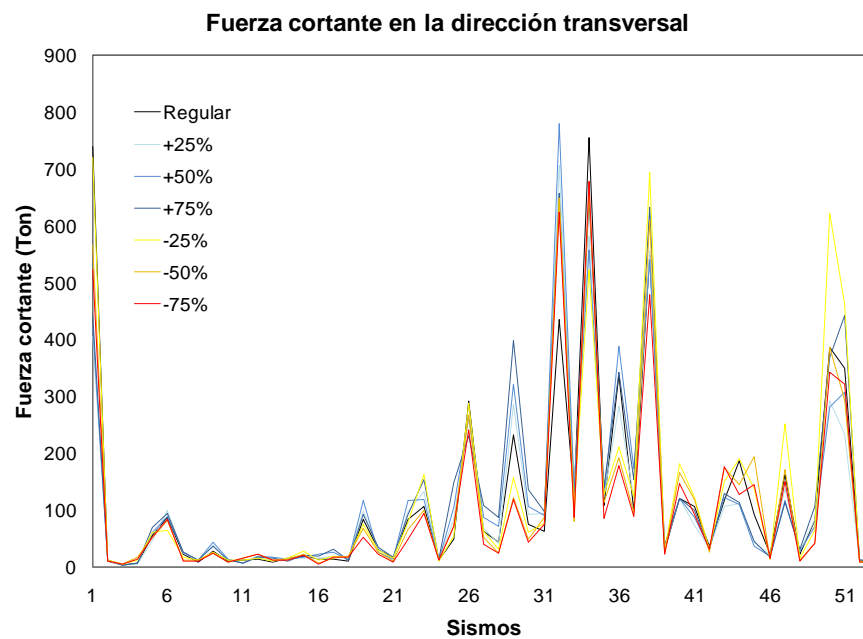


Figura A.15 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8

A.1.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular

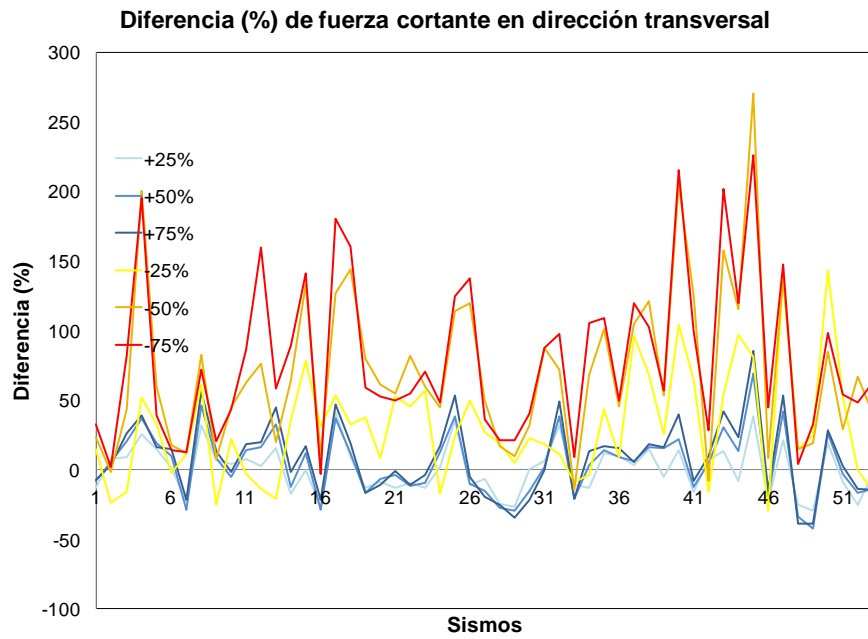


Figura A.16 Diferencias en porcentaje del nodo 1

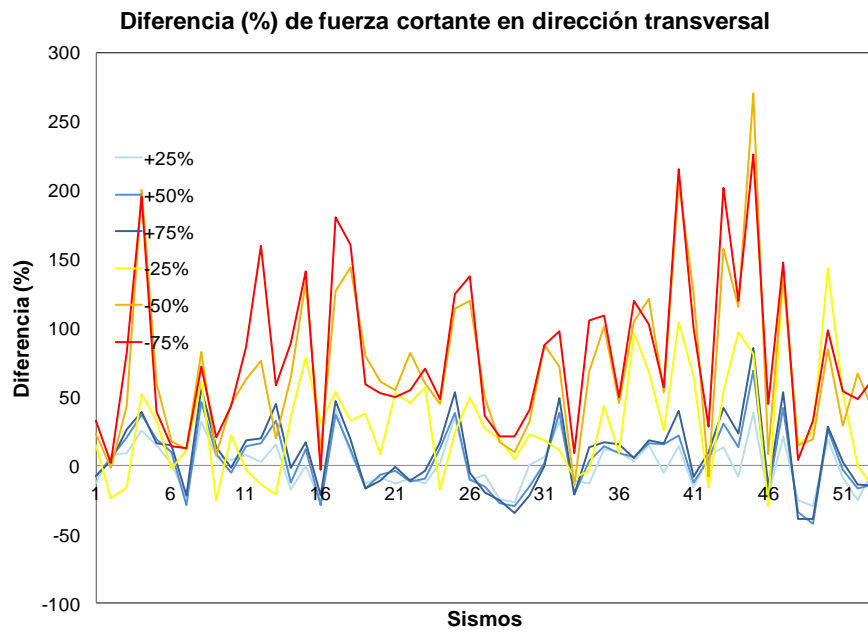


Figura A.17 Diferencias en porcentaje del nodo 5

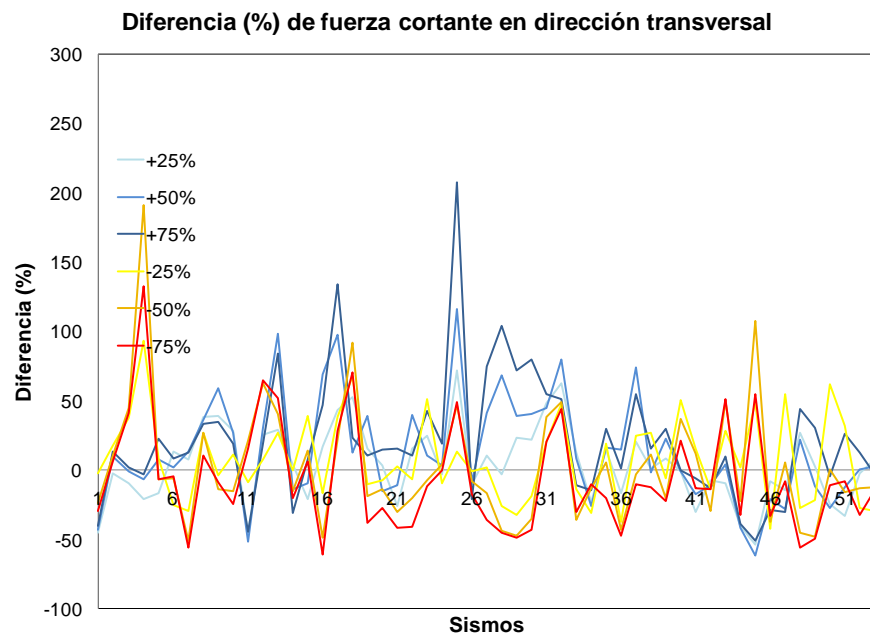


Figura A.18 Diferencias en porcentaje del nodo 6

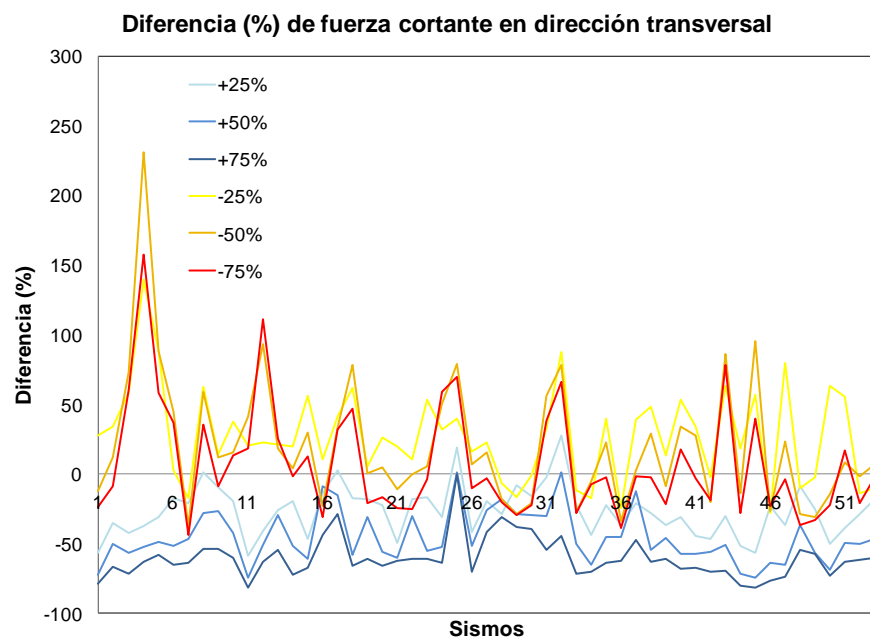


Figura A.19 Diferencias en porcentaje del nodo 7

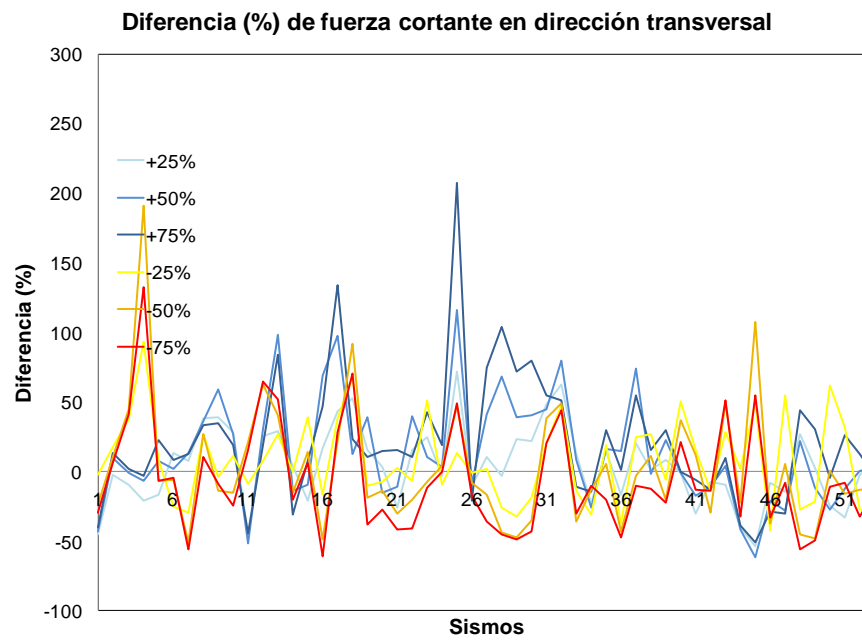


Figura A.20 Diferencias en porcentaje del nodo 8

A.1.5 Momentos máximos en la dirección transversal

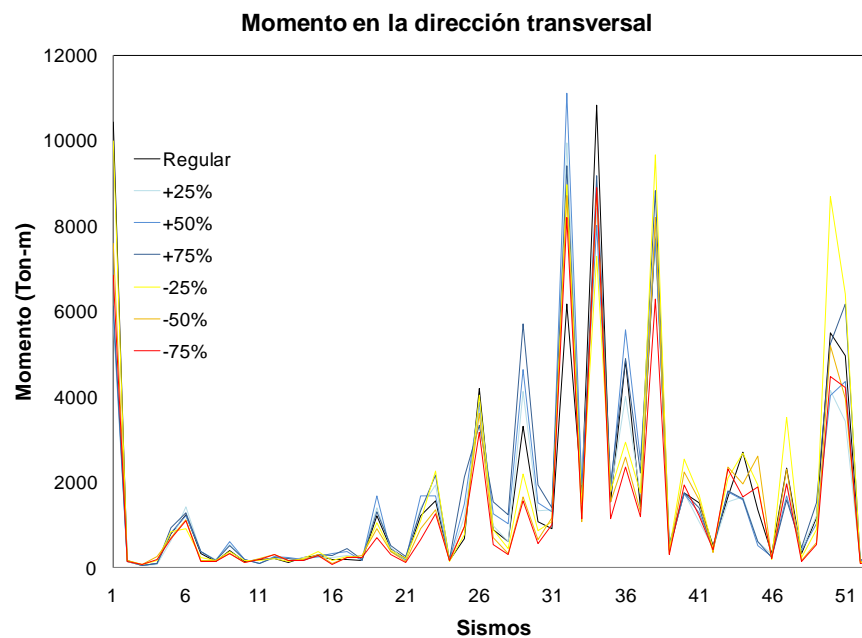


Figura A.21 Momentos máximos del nodo 6

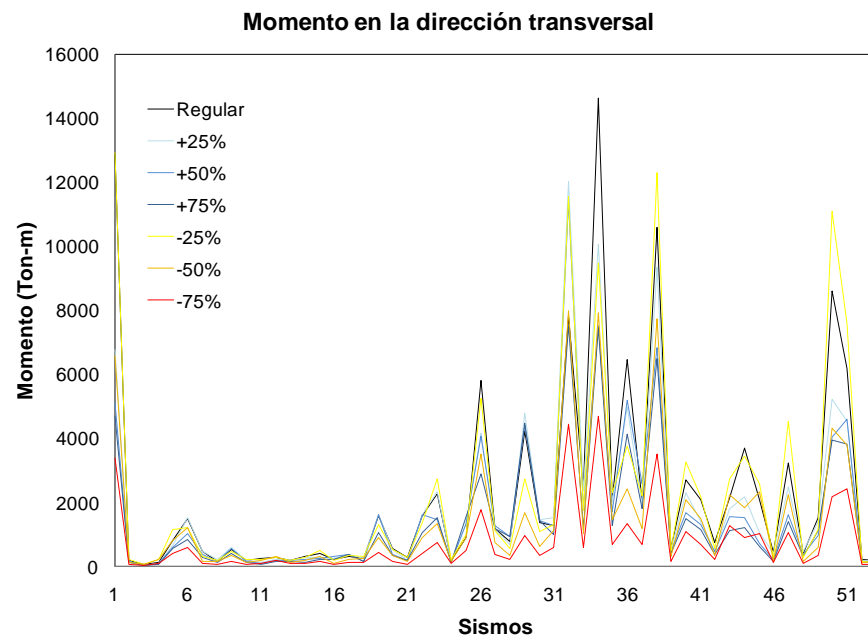


Figura A.22 Momentos máximos del nodo 7

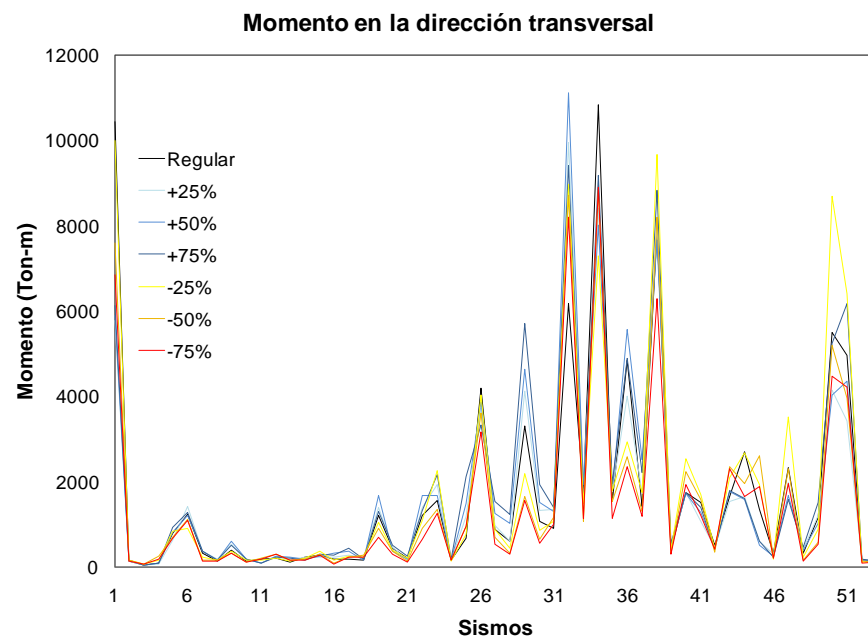


Figura A.23 Momentos máximos del nodo 8

A.1.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

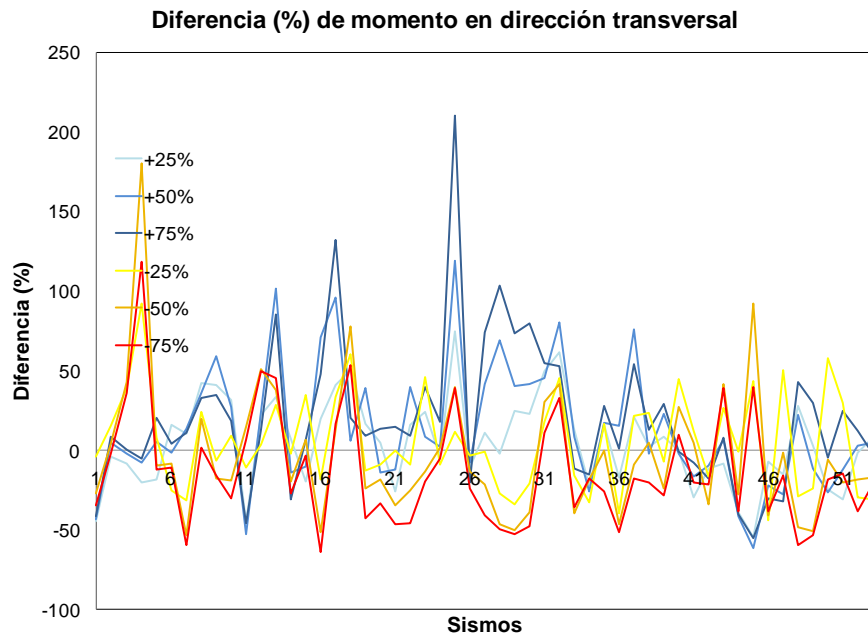


Figura A.24 Diferencias en porcentaje del nodo 6

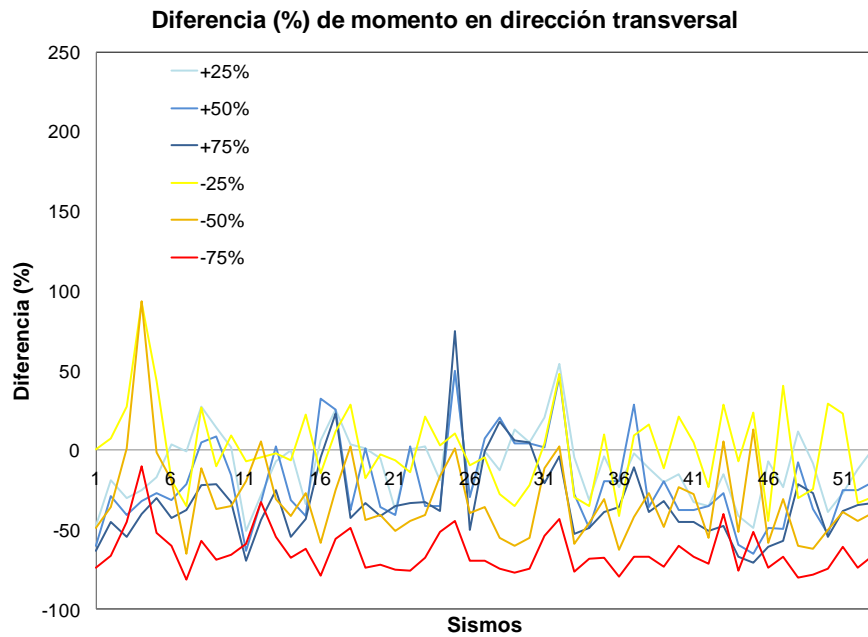


Figura A.25 Diferencias en porcentaje del nodo 7

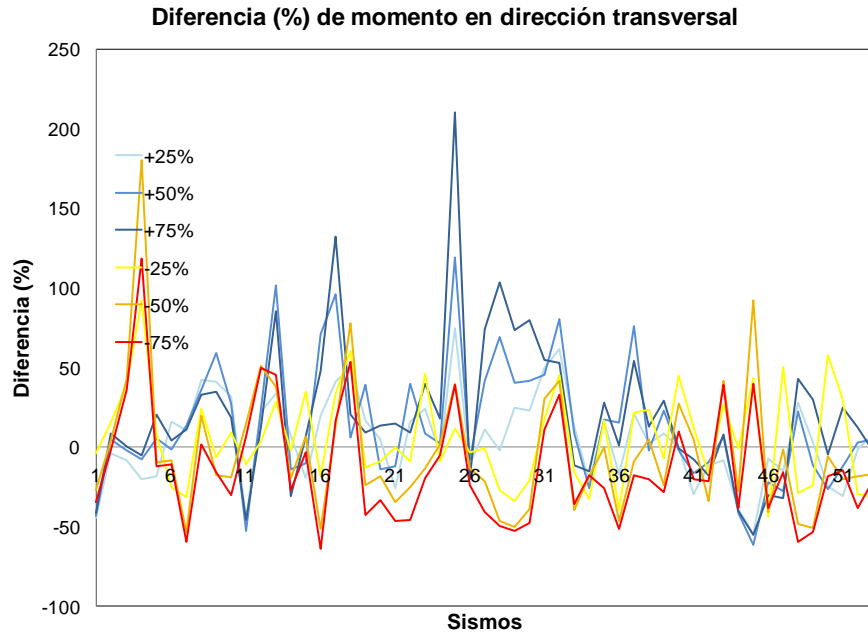


Figura A.26 Diferencias en porcentaje del nodo 8

A.2 Respuestas máximas variando la altura de la pila adyacente

A.2.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal

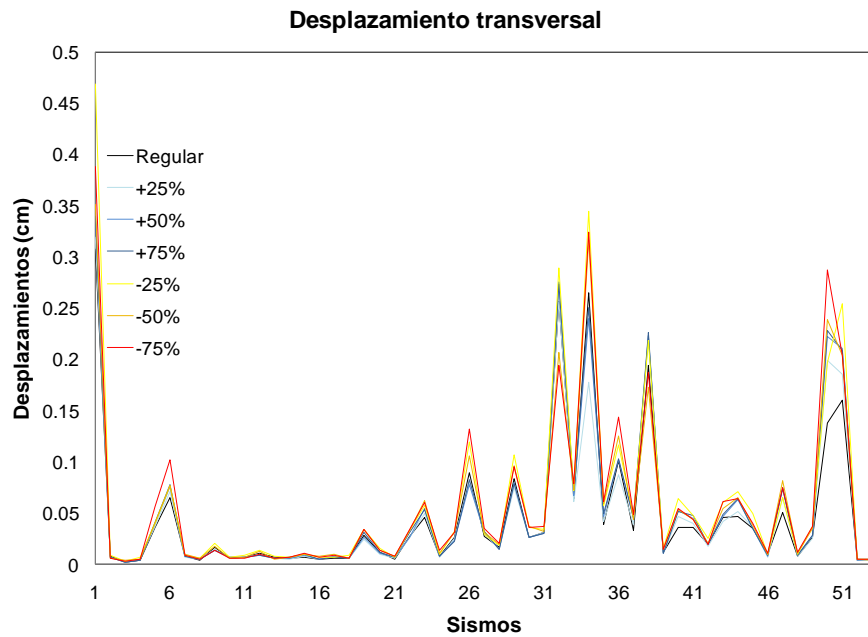


Figura A.27 Desplazamientos máximos del nodo 1

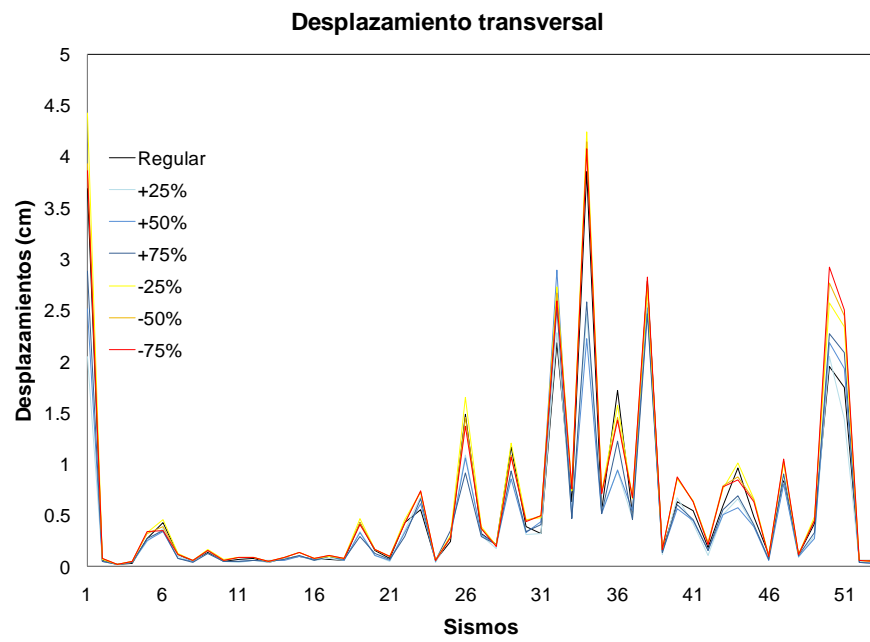


Figura A.28 Desplazamientos máximos del nodo 2

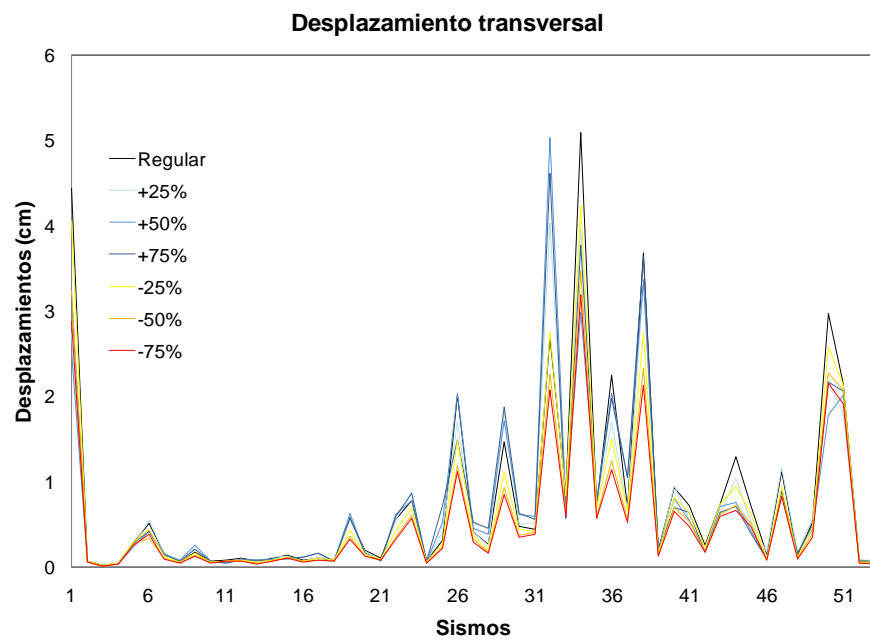


Figura A.29 Desplazamientos máximos del nodo 3

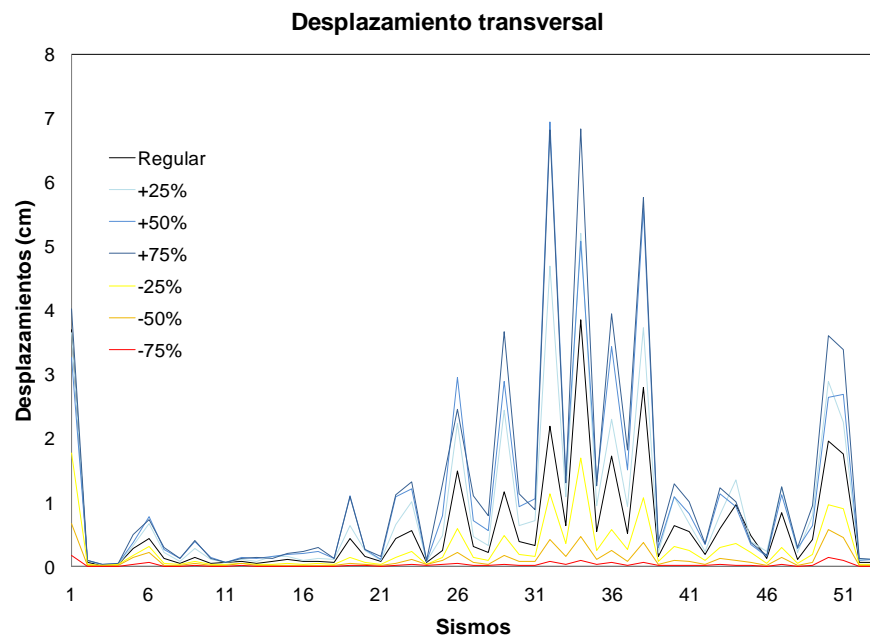


Figura A.30 Desplazamientos máximos del nodo 4

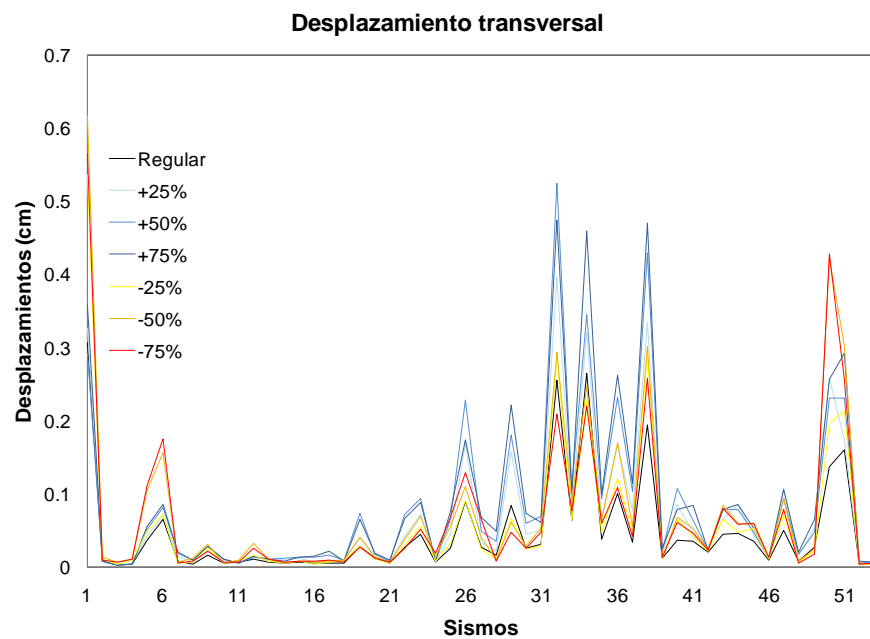


Figura A.31 Desplazamientos máximos del nodo 5

A.2.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

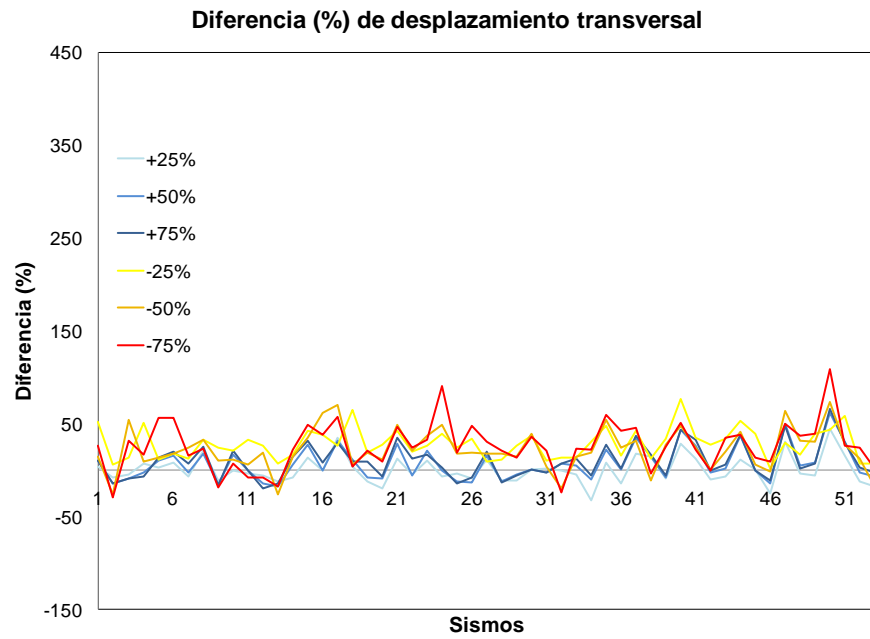


Figura A.32 Diferencias en porcentaje del nodo 1

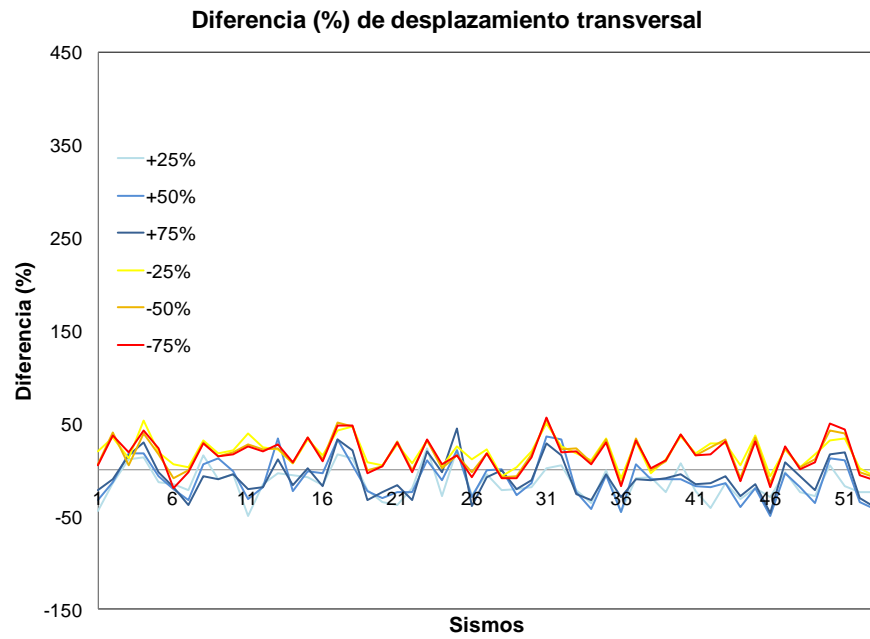


Figura A.33 Diferencias en porcentaje del nodo 2

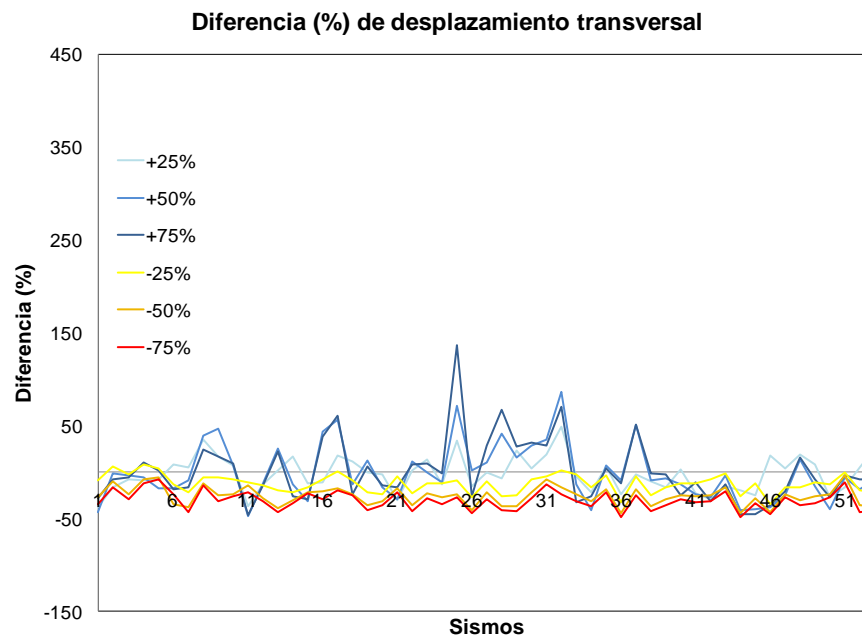


Figura A.34 Diferencias en porcentaje del nodo 3

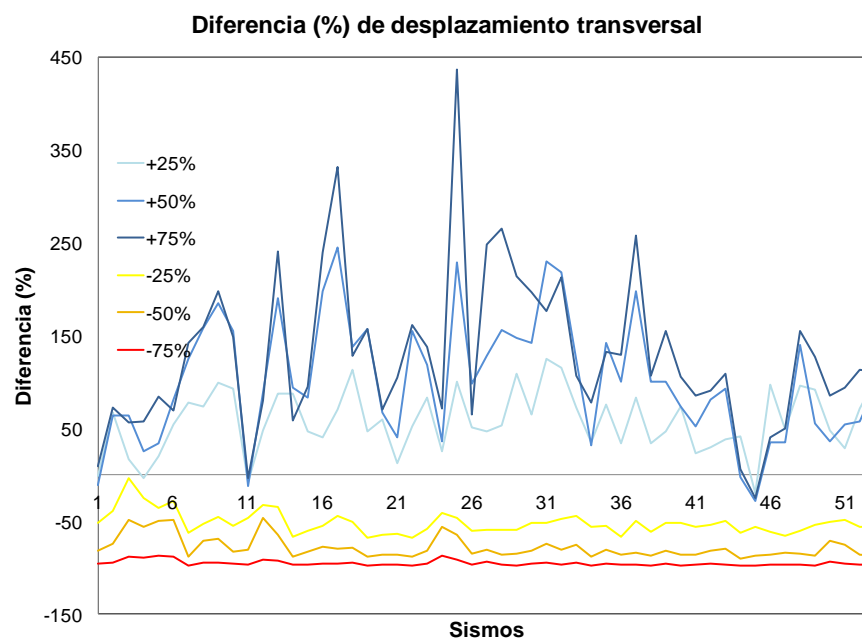


Figura A.35 Diferencias en porcentaje del nodo 4

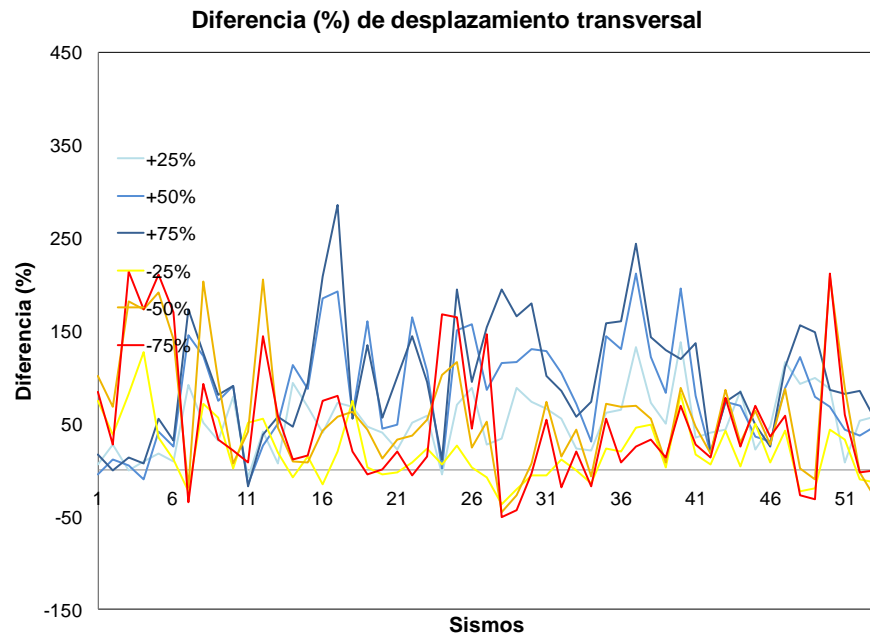


Figura A.36 Diferencias en porcentaje del nodo 5

A.2.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal

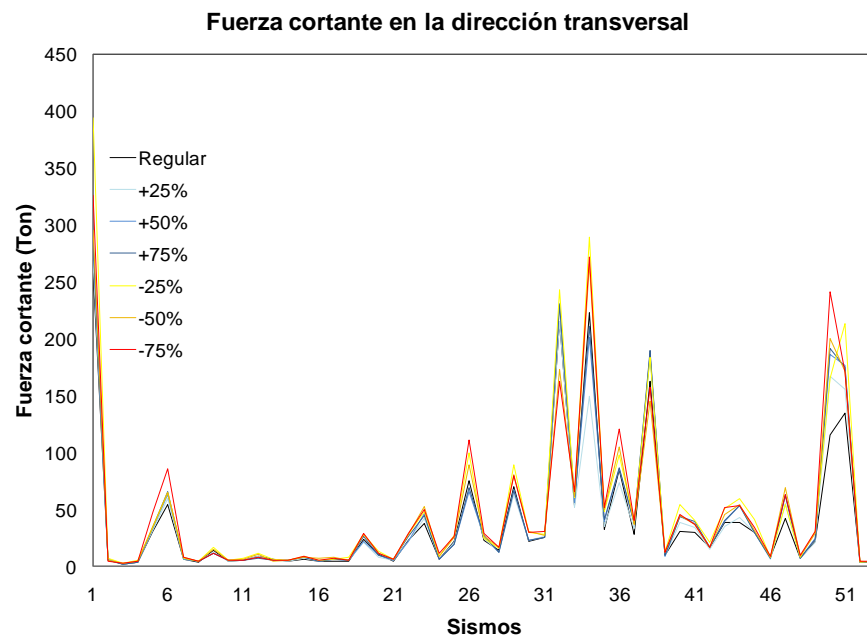


Figura A.37 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1

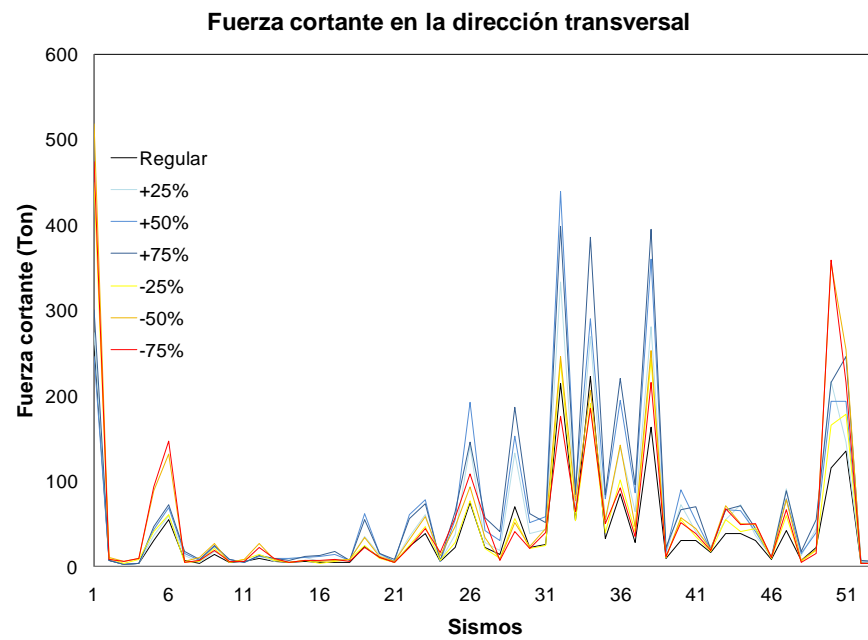


Figura A.38 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5

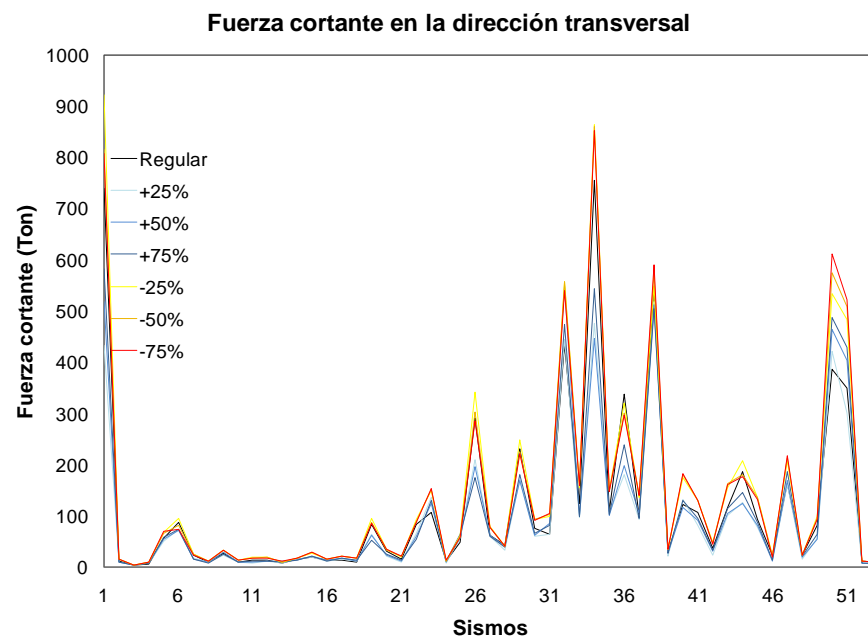


Figura A.39 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6

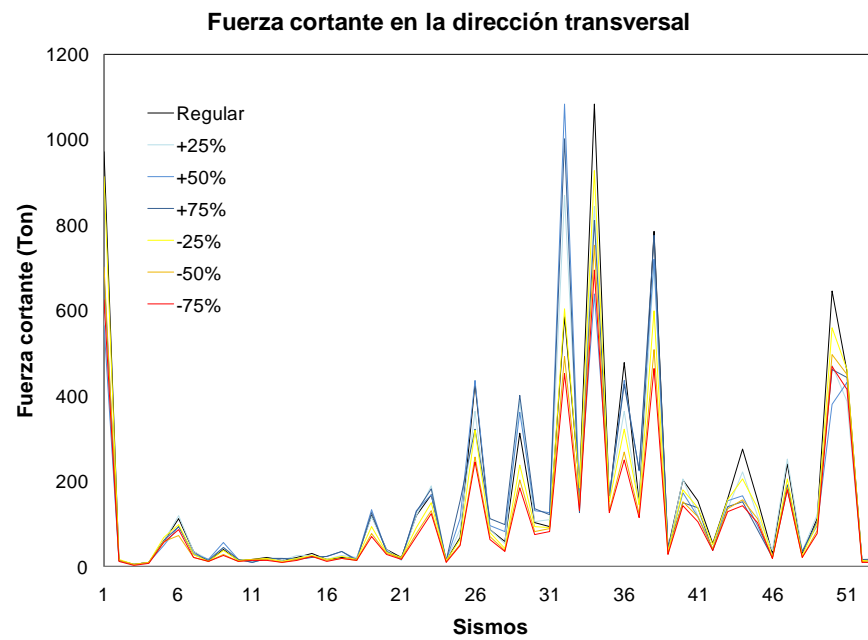


Figura A.40 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7

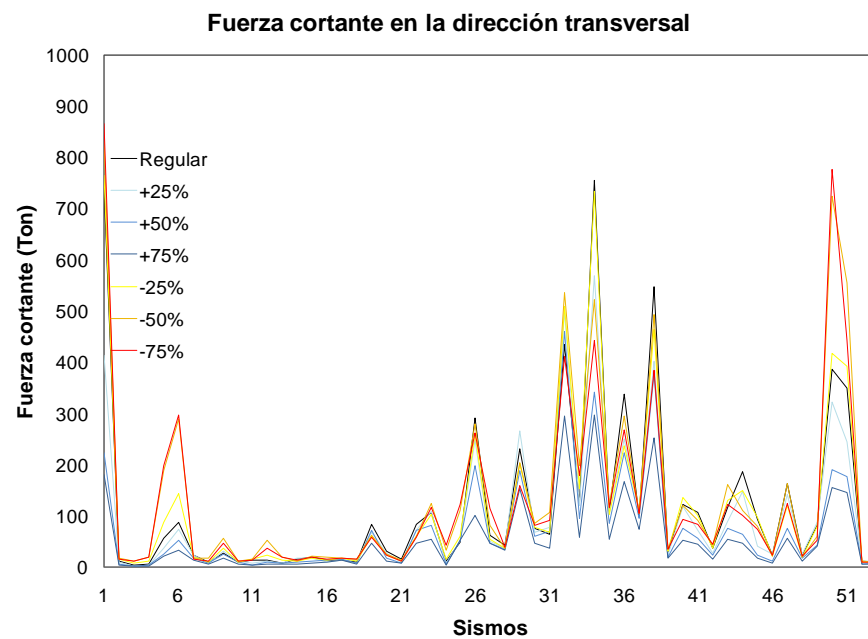


Figura A.41 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8

A.2.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular

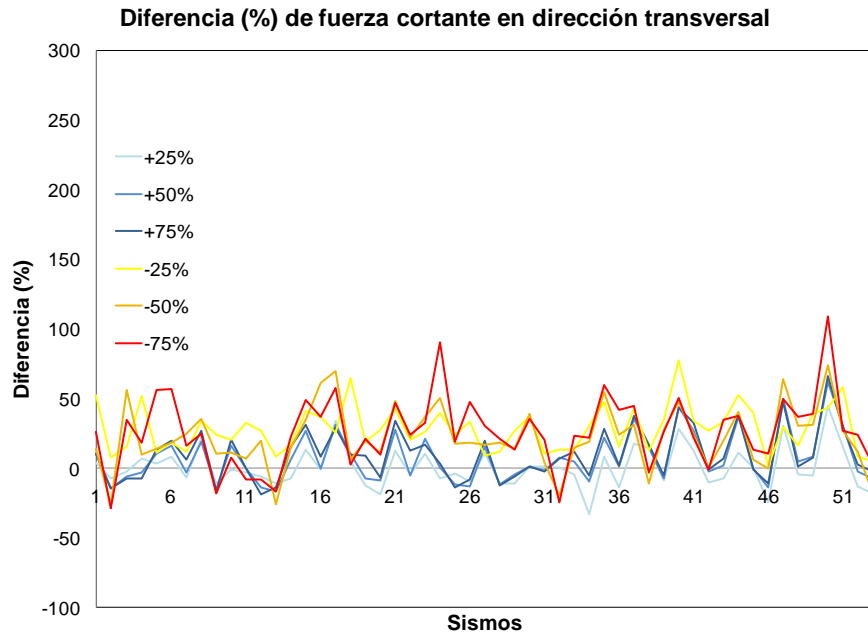


Figura A.42 Diferencias en porcentaje del nodo 1

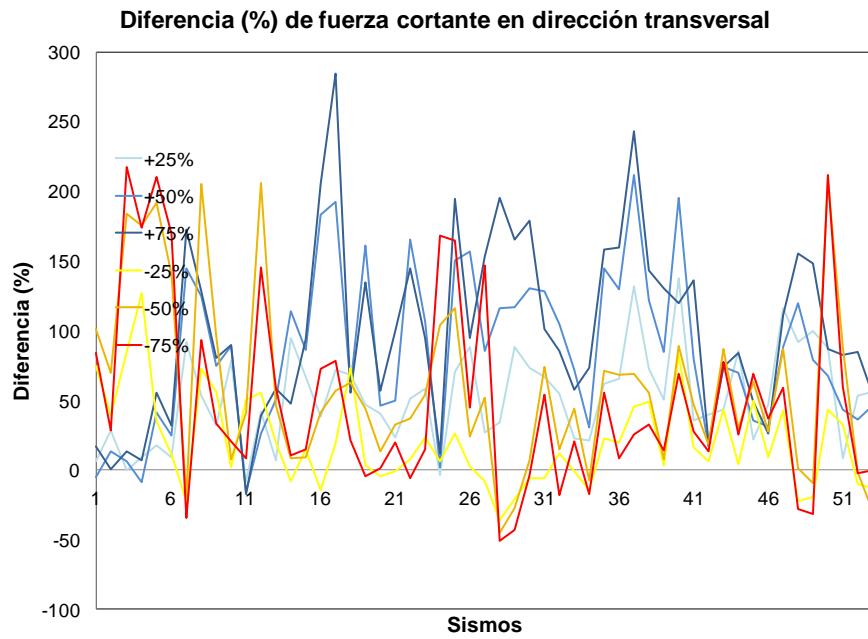


Figura A.43 Diferencias en porcentaje del nodo 5

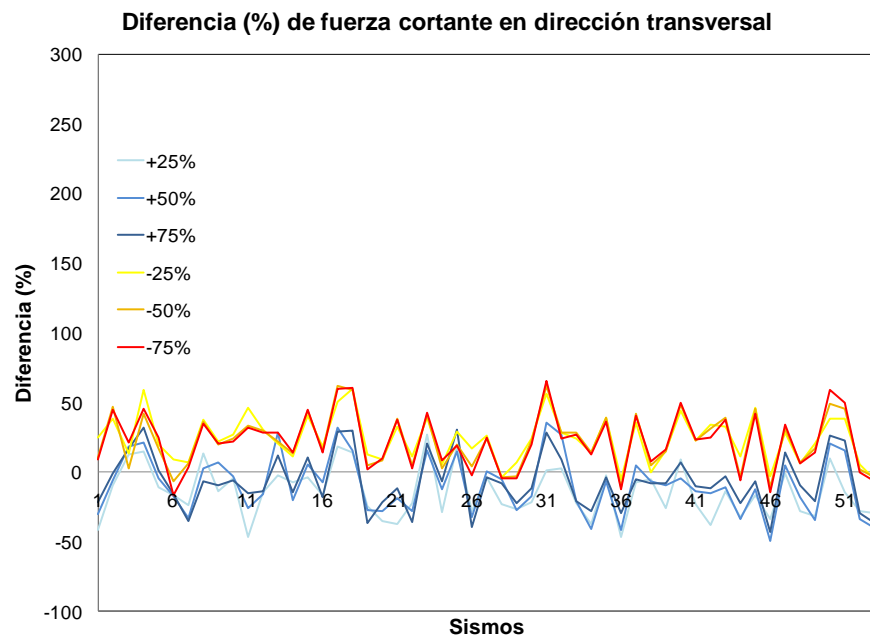


Figura A.44 Diferencias en porcentaje del nodo 6

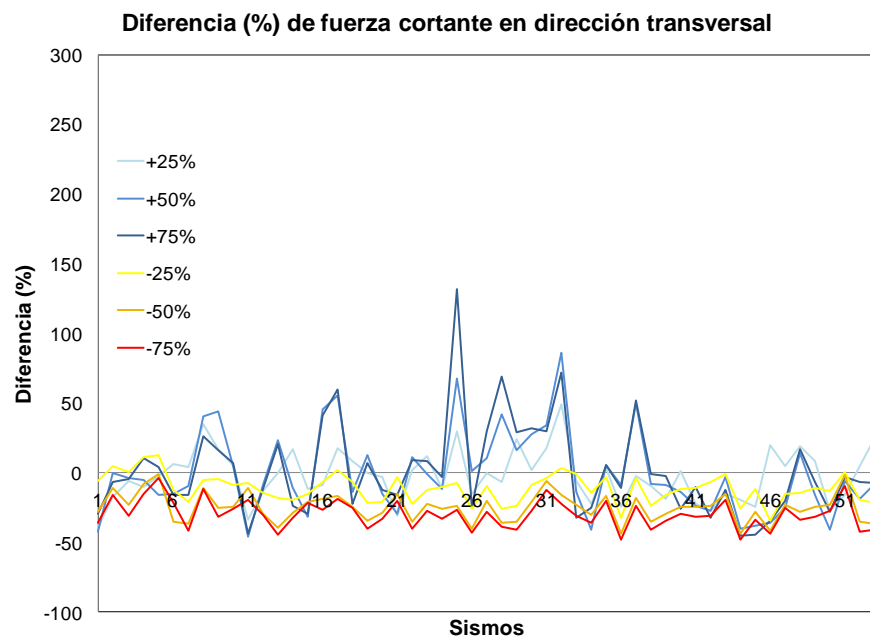


Figura A.45 Diferencias en porcentaje del nodo 7

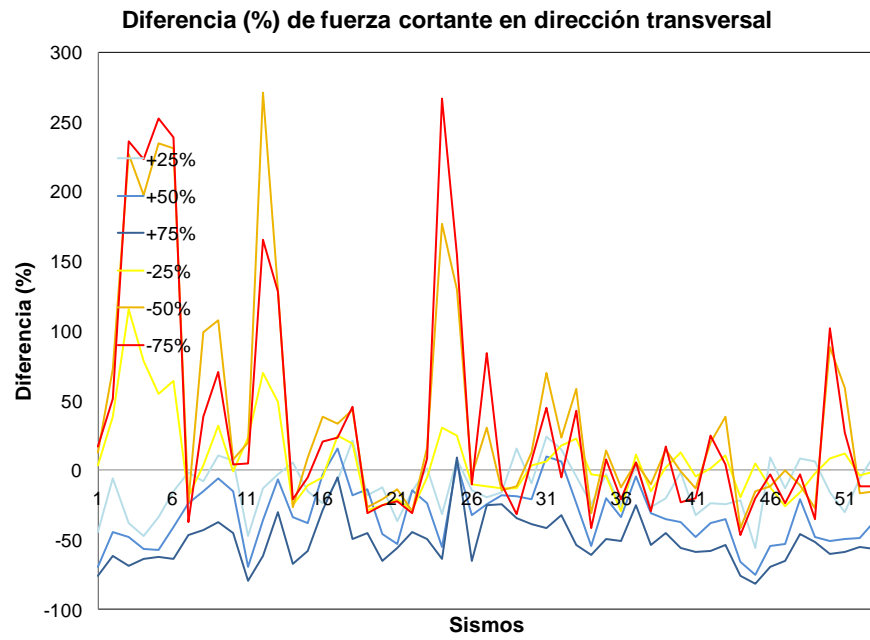


Figura A.46 Diferencias en porcentaje del nodo 8

A.2.5 Momentos máximos en la dirección transversal

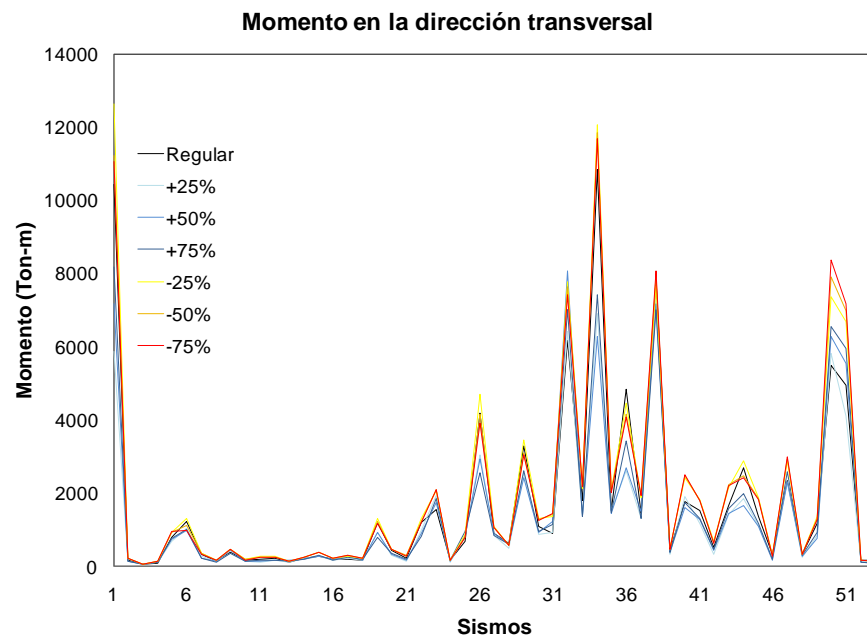


Figura A.47 Momentos máximos del nodo 6

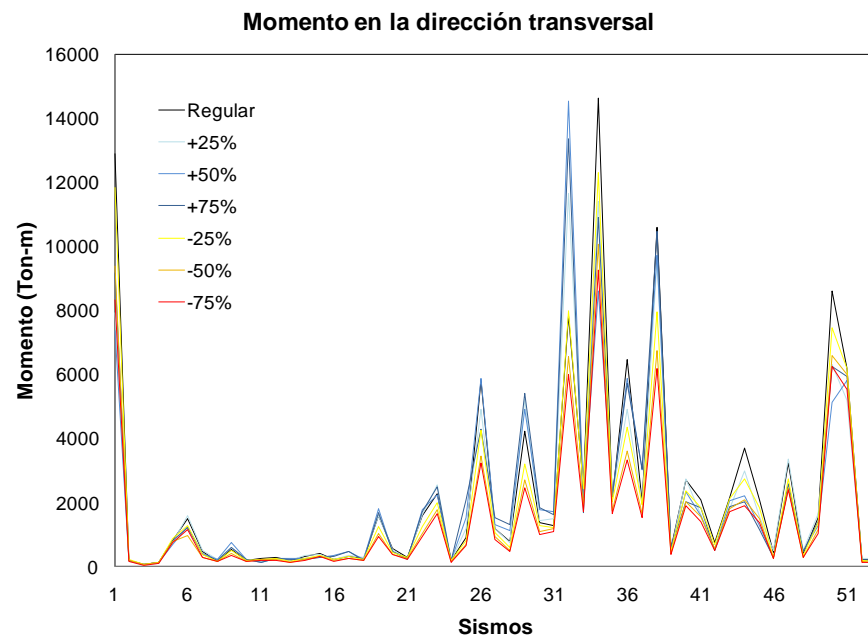


Figura A.48 Momentos máximos del nodo 7

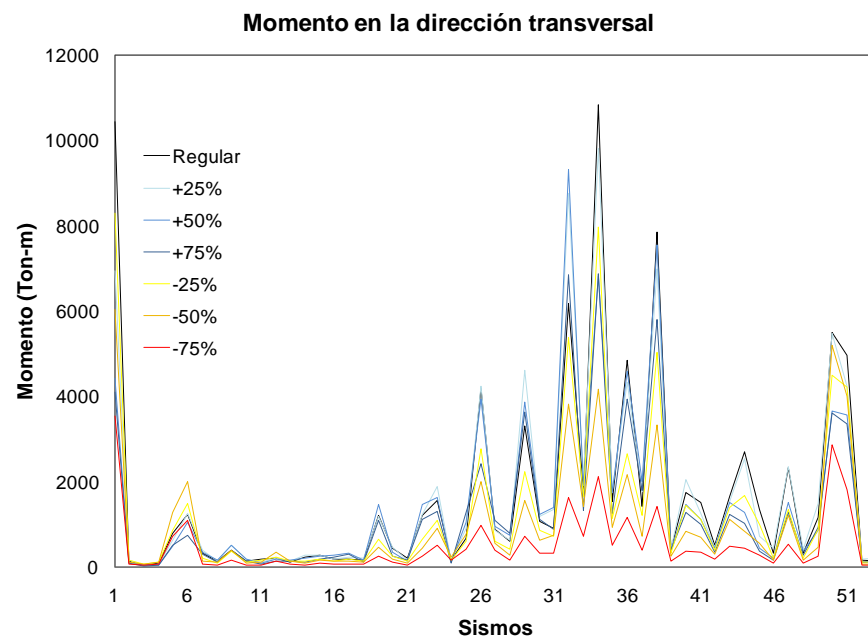


Figura A.49 Momentos máximos del nodo 8

A.2.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

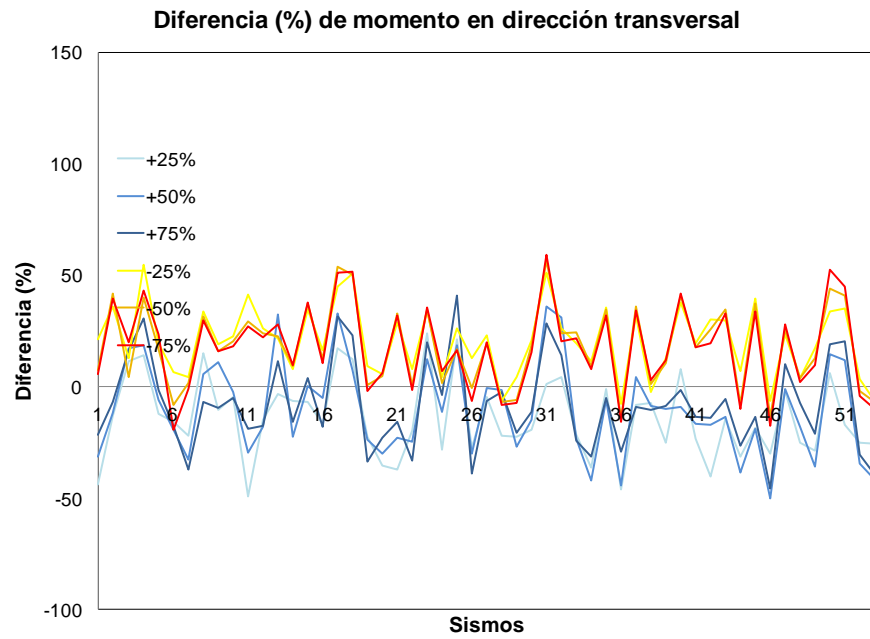


Figura A.50 Diferencias en porcentaje del nodo 6

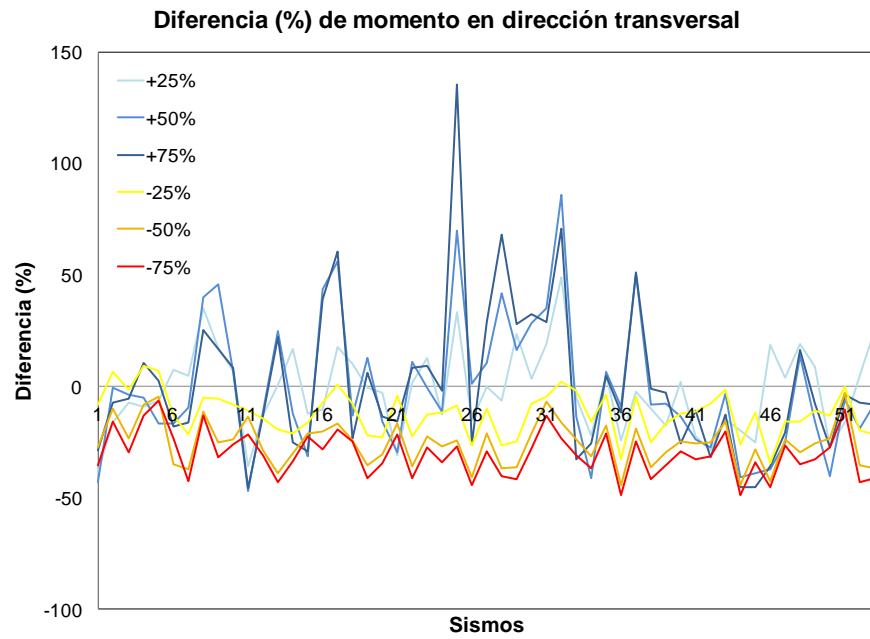


Figura A.51 Diferencias en porcentaje del nodo 7

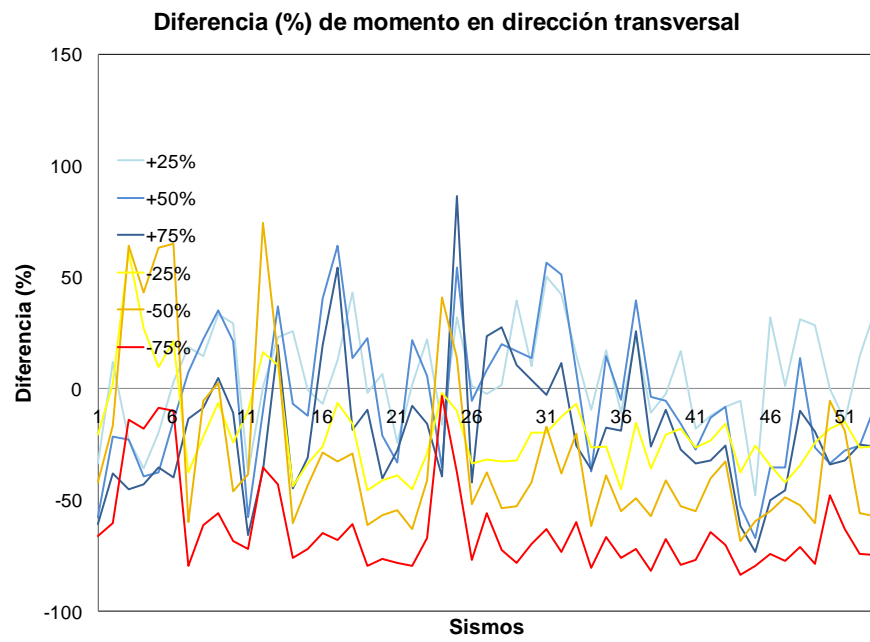


Figura A.52 Diferencias en porcentaje del nodo 8

Anexo 4

Modelo 2, puente continuo

En éste anexo se muestran las gráficas de desplazamientos, fuerzas cortantes y momentos máximos en la dirección transversal para el modelo correspondiente a puente continuo, así como sus respectivas diferencias respecto al modelo regular.

B.1 Respuestas máximas variando la altura de la pila central

B.1.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal

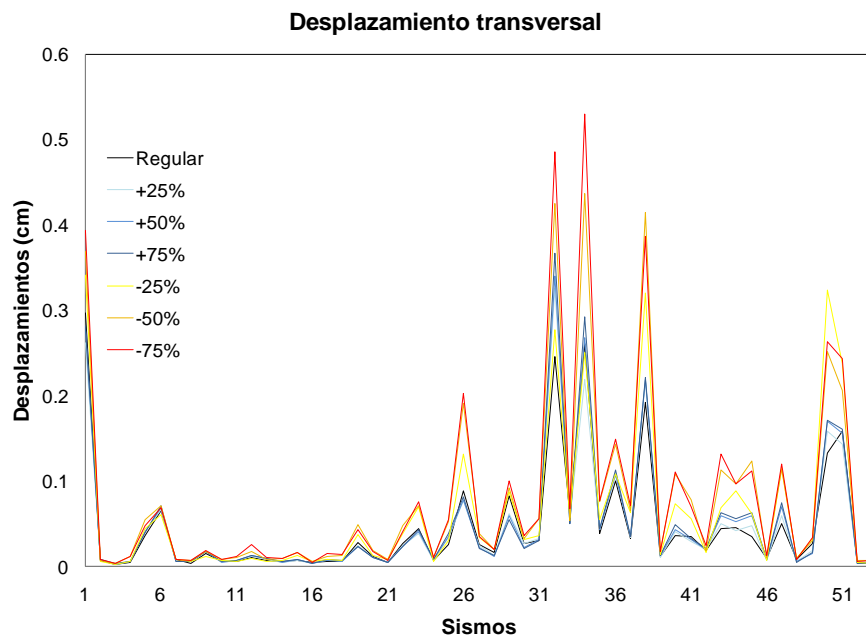


Figura B.1 Desplazamientos máximos del nodo 1

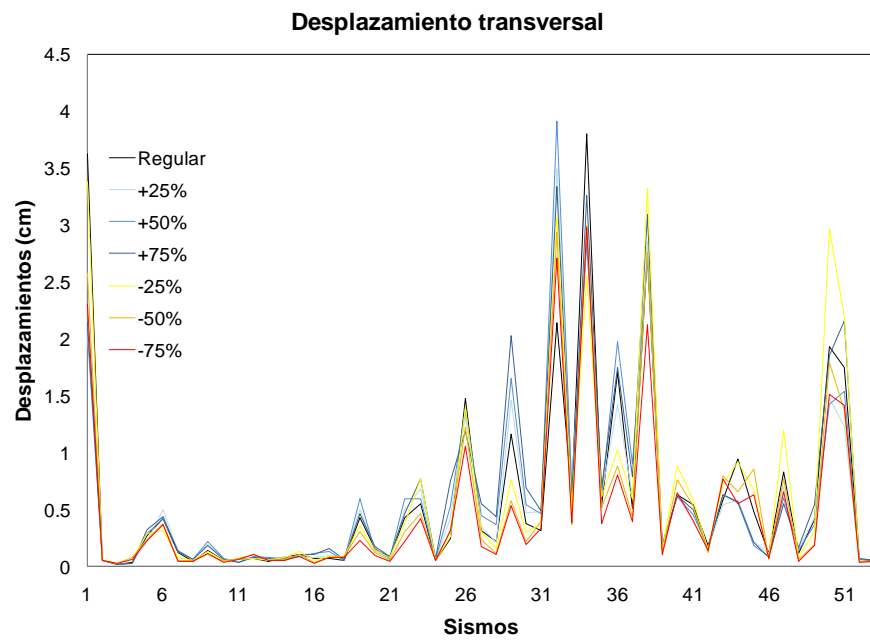


Figura B.2 Desplazamientos máximos del nodo 2

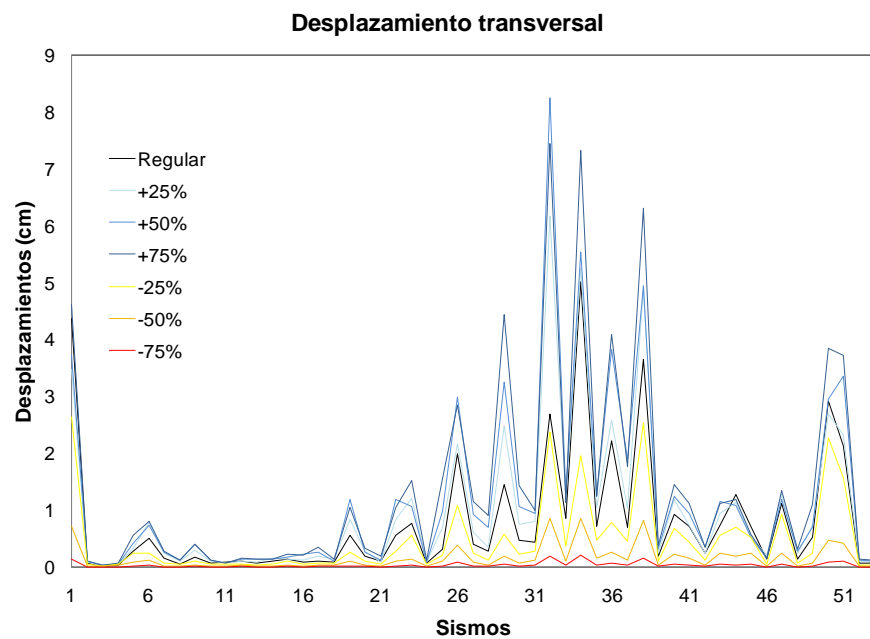


Figura B.3 Desplazamientos máximos del nodo 3

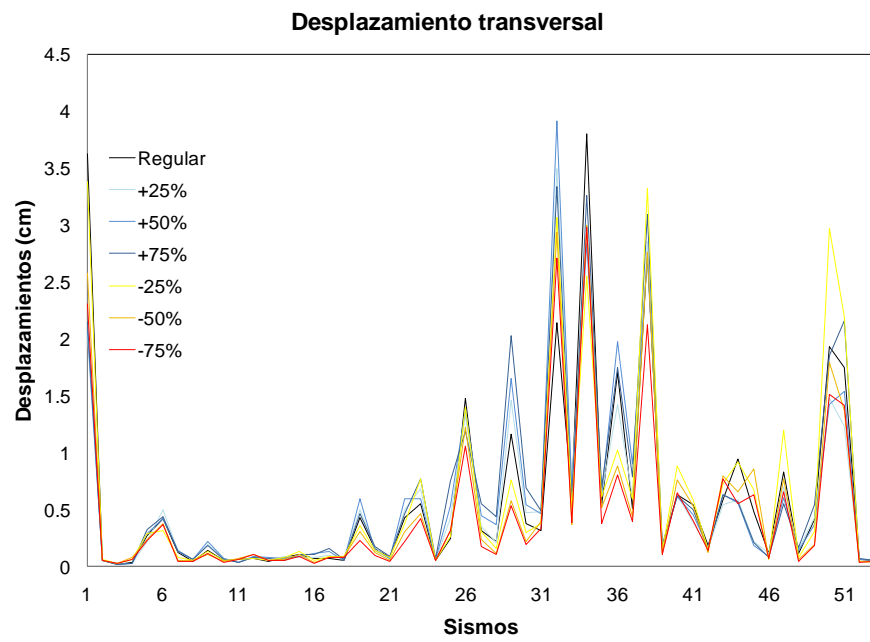


Figura B.4 Desplazamientos máximos del nodo 4

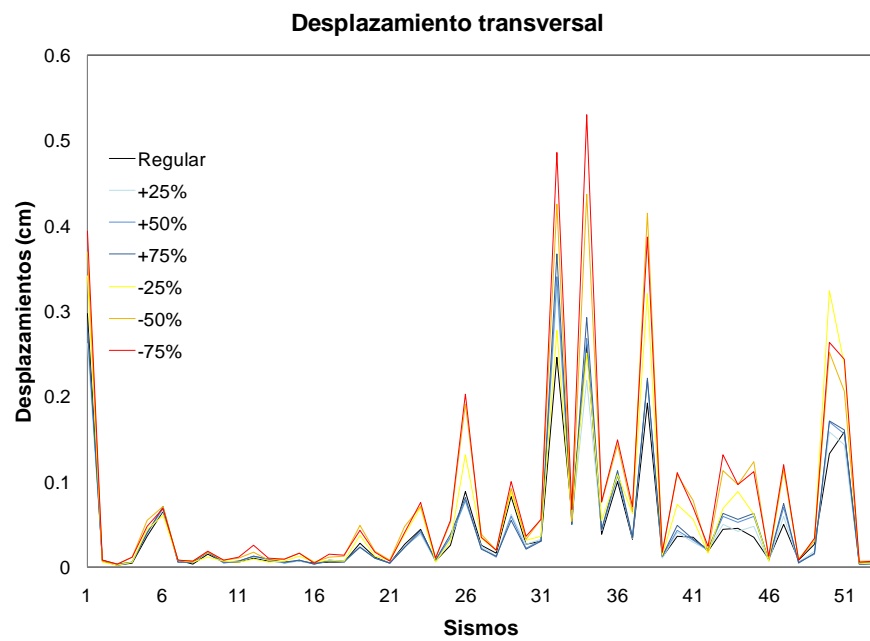


Figura B.5 Desplazamientos máximos del nodo 5

B.1.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

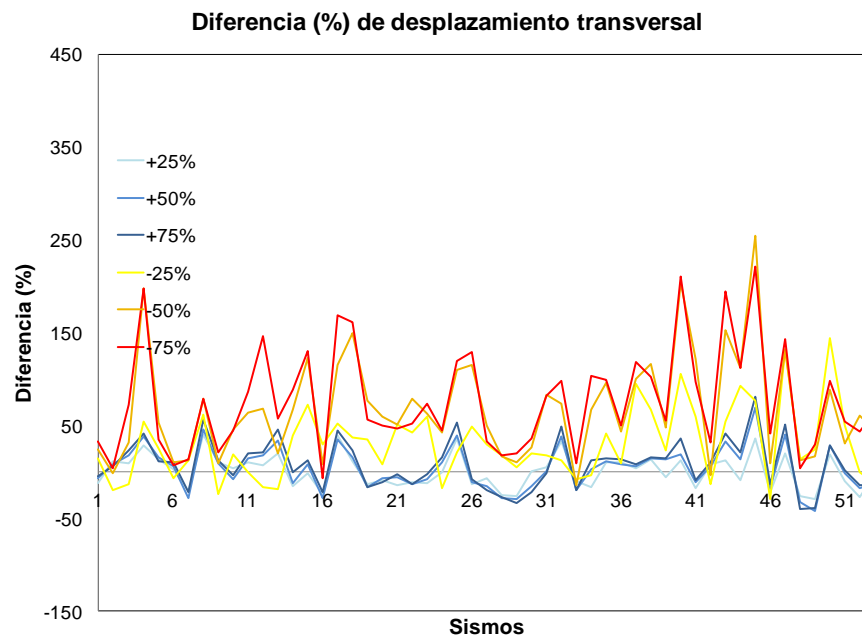


Figura B.6 Diferencias en porcentaje del nodo 1

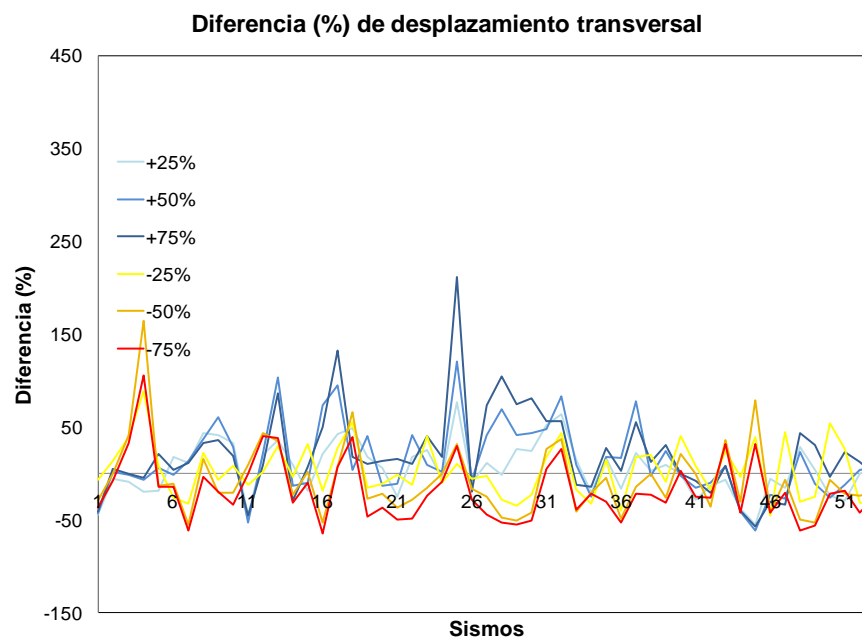


Figura B.7 Diferencias en porcentaje del nodo 2

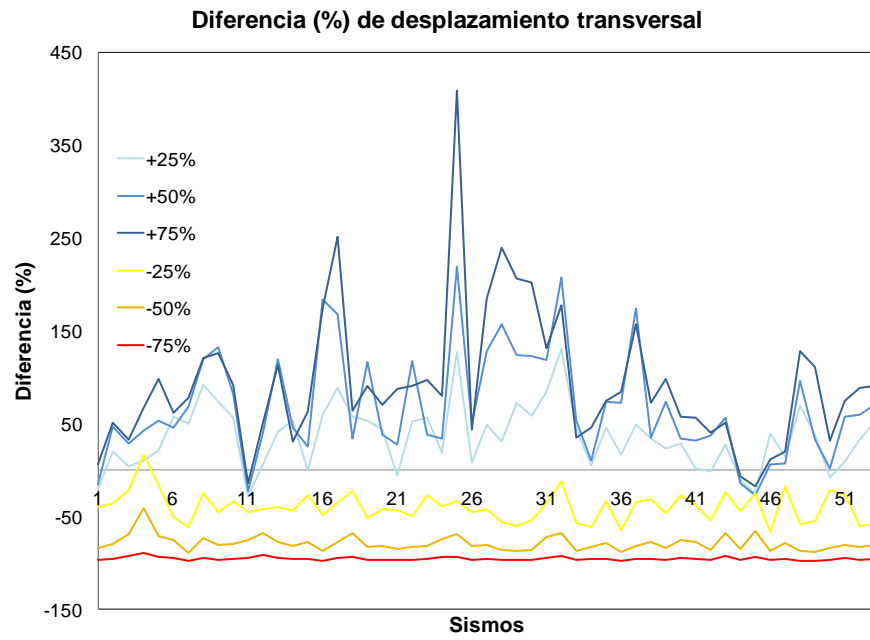


Figura B.8 Diferencias en porcentaje del nodo 3

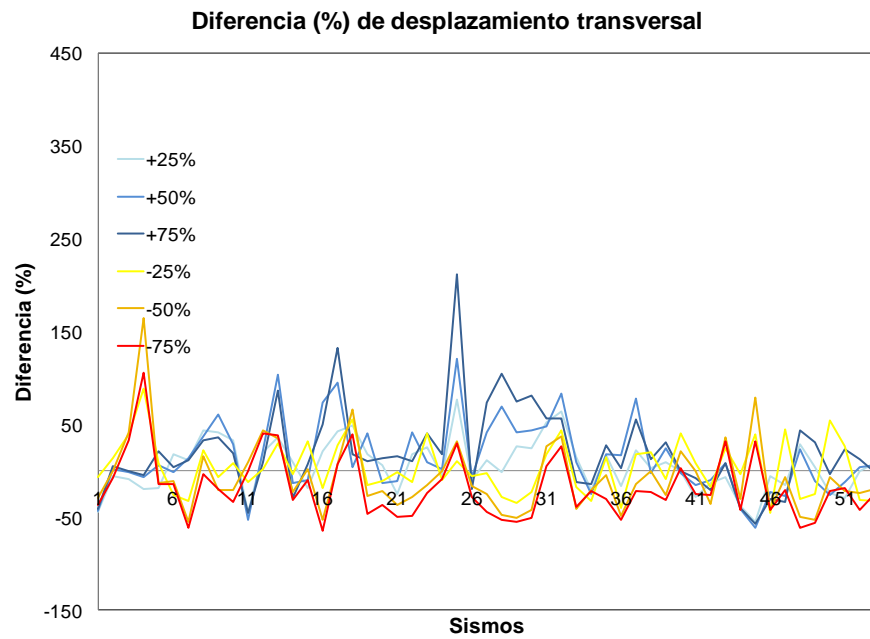


Figura B.9 Diferencias en porcentaje del nodo 4

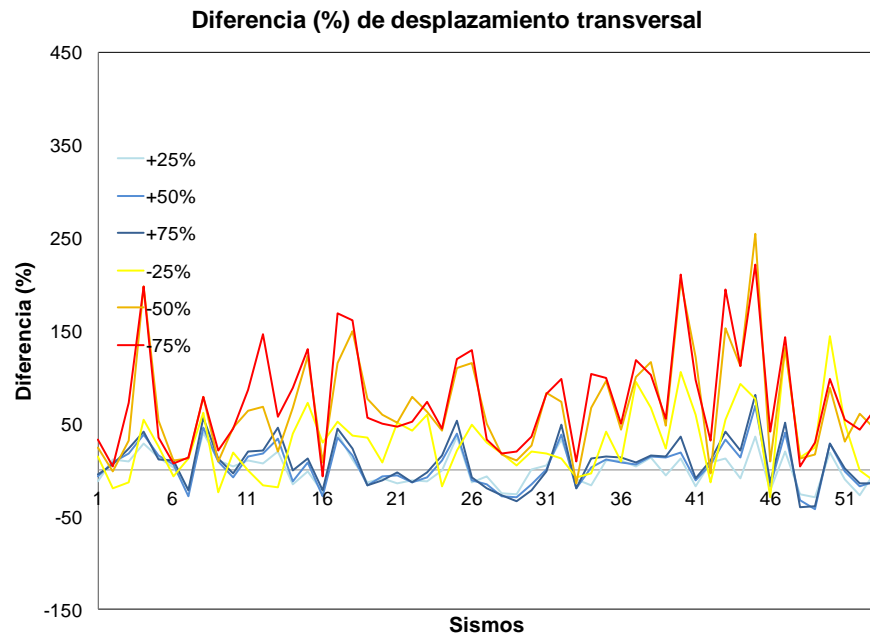


Figura B.10 Diferencias en porcentaje del nodo 5

B.1.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal

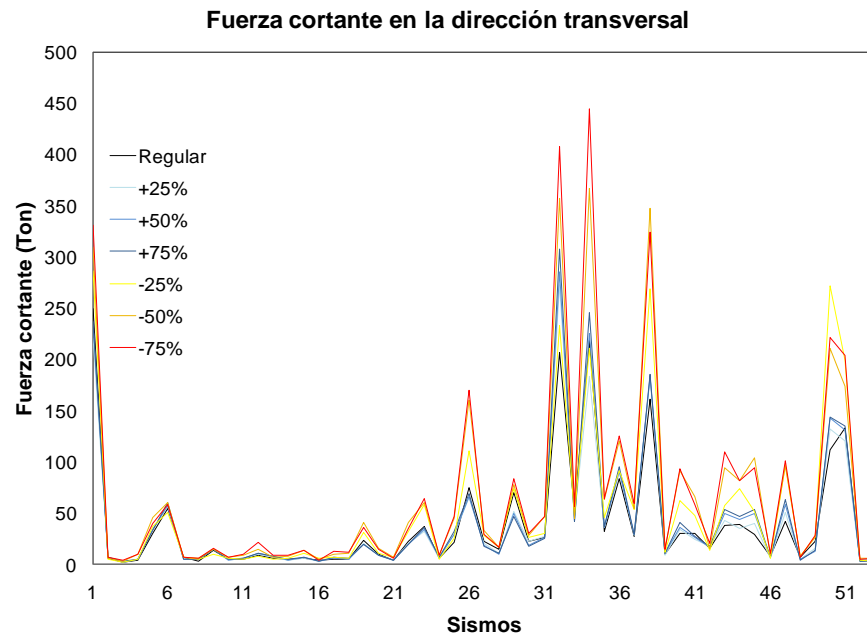


Figura B.11 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1

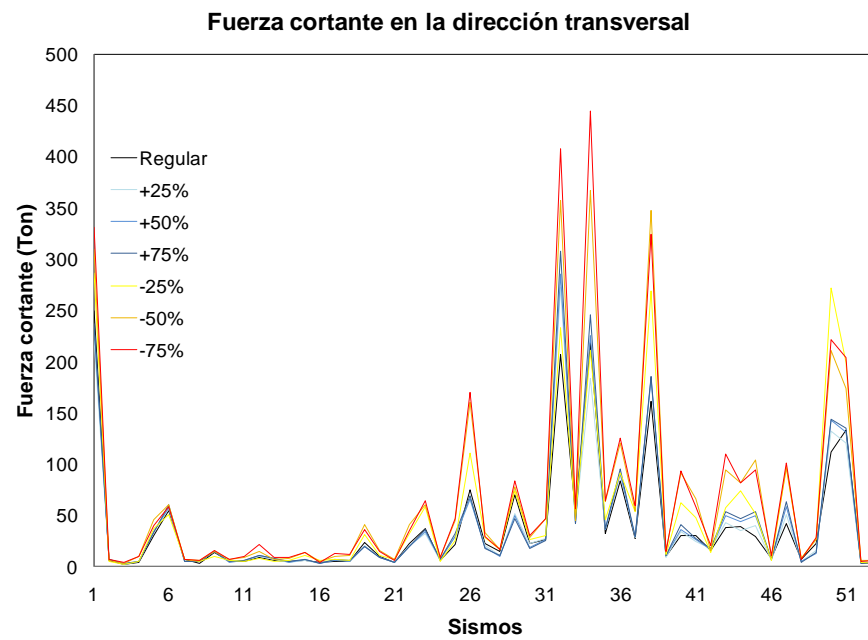


Figura B.12 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5

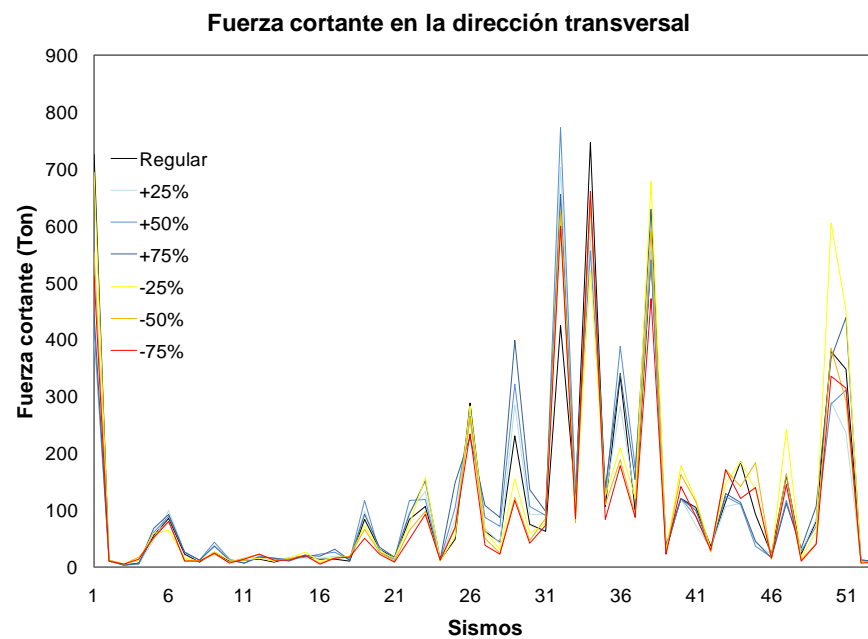


Figura B.13 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6

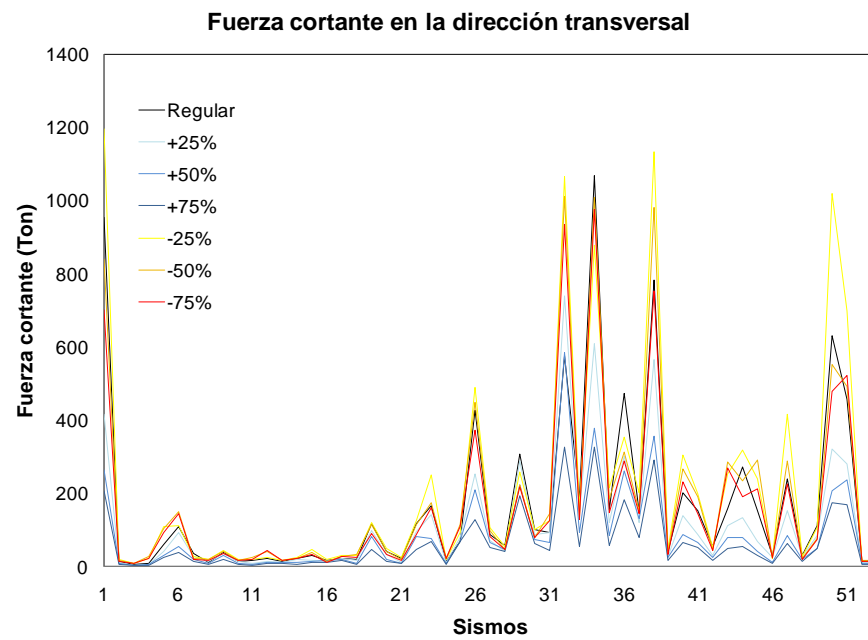


Figura B.14 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7

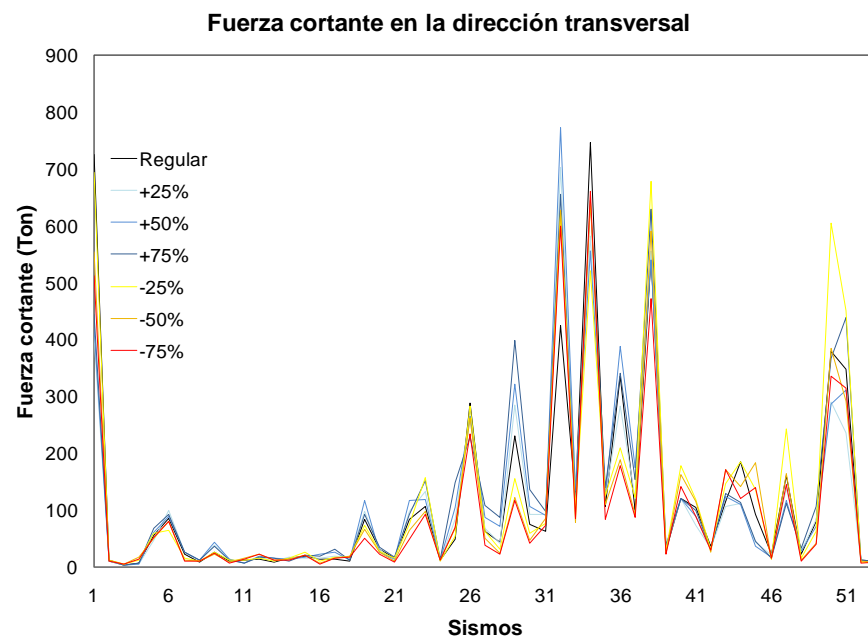


Figura B.15 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8

B.1.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular

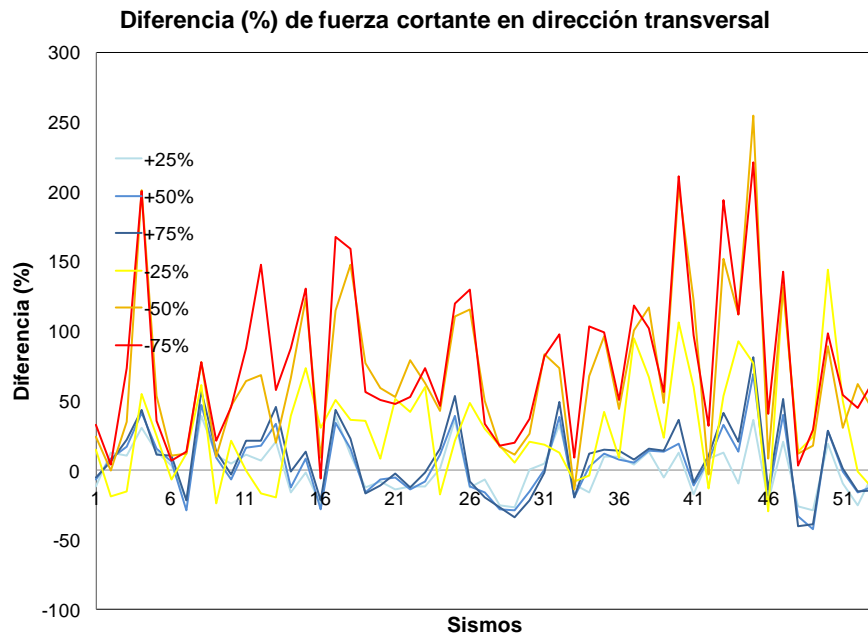


Figura B.16 Diferencias en porcentaje del nodo 1

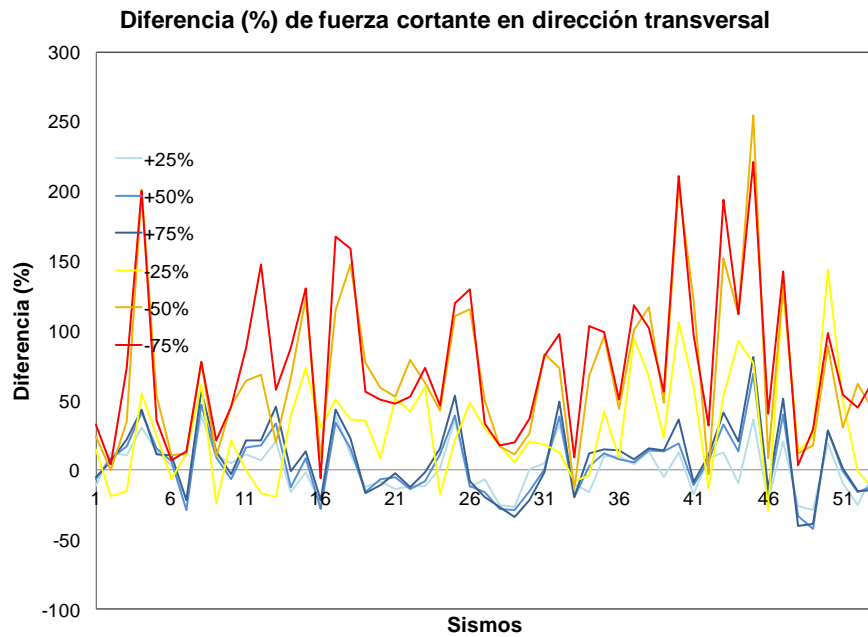


Figura B.17 Diferencias en porcentaje del nodo 5

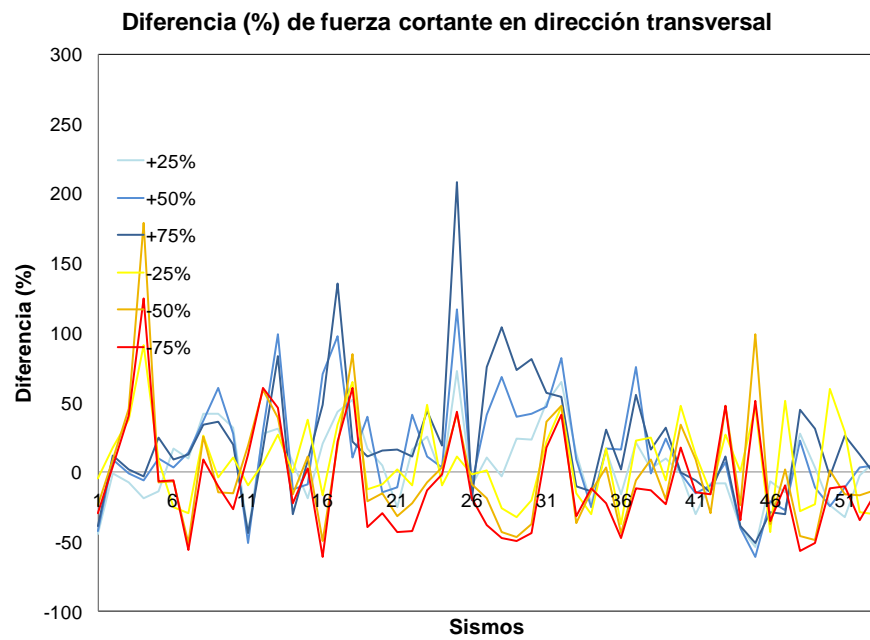


Figura B.18 Diferencias en porcentaje del nodo 6

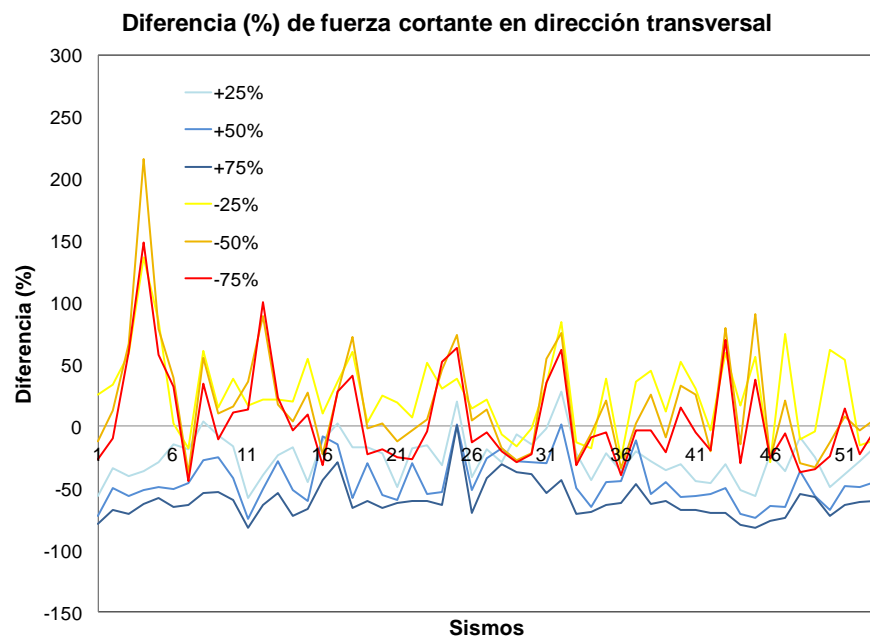


Figura B.19 Diferencias en porcentaje del nodo 7

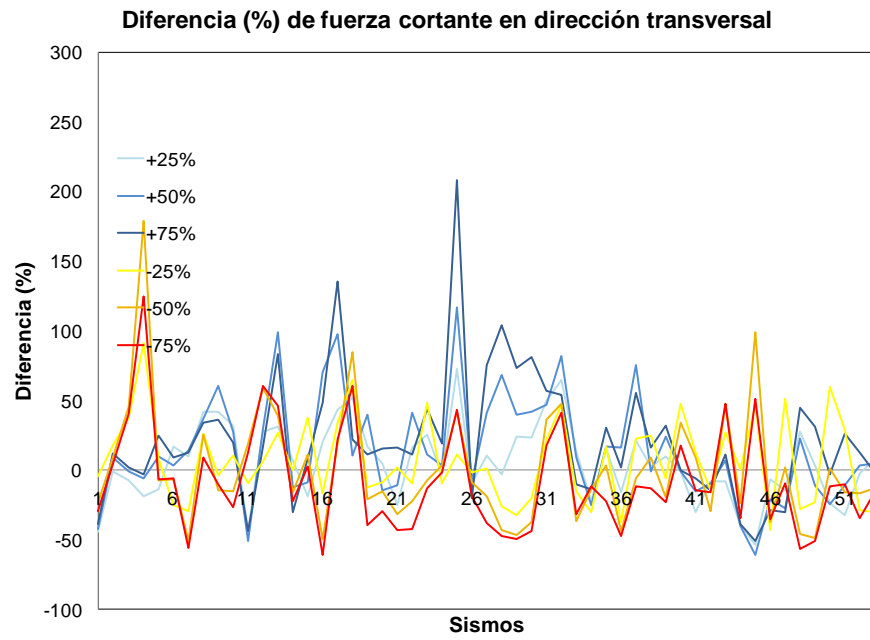


Figura B.20 Diferencias en porcentaje del nodo 8

B.1.5 Momentos máximos en la dirección transversal

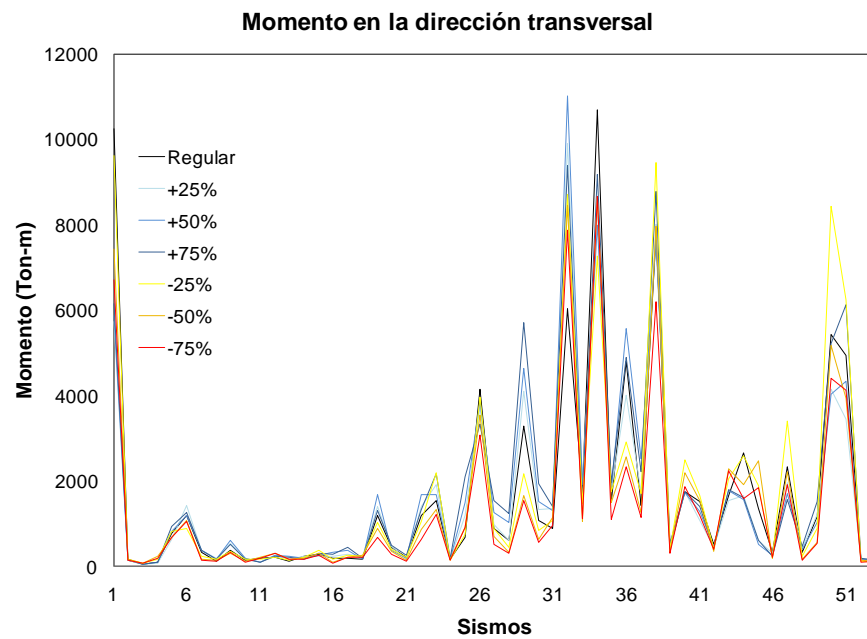


Figura B.21 Momentos máximos del nodo 6

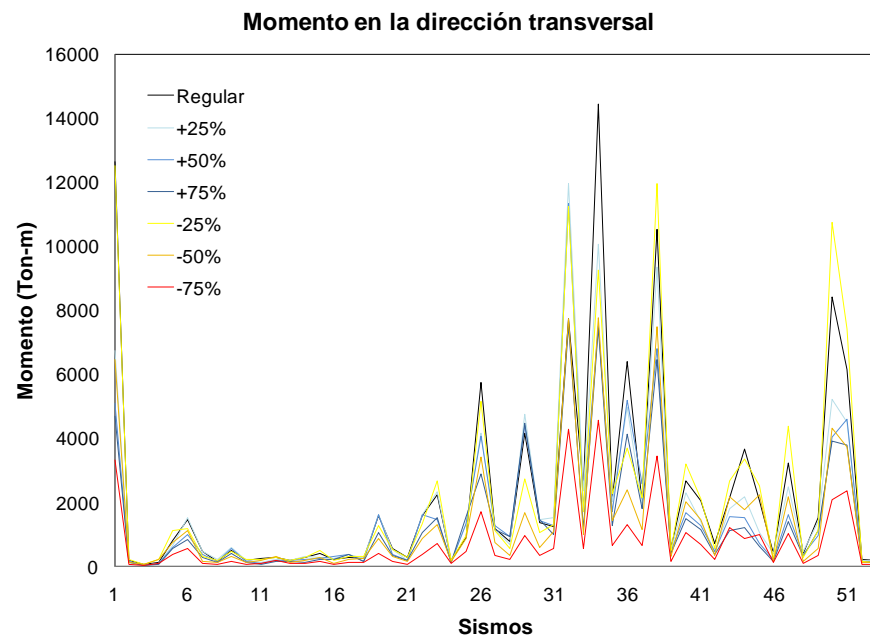


Figura B.22 Momentos máximos del nodo 7

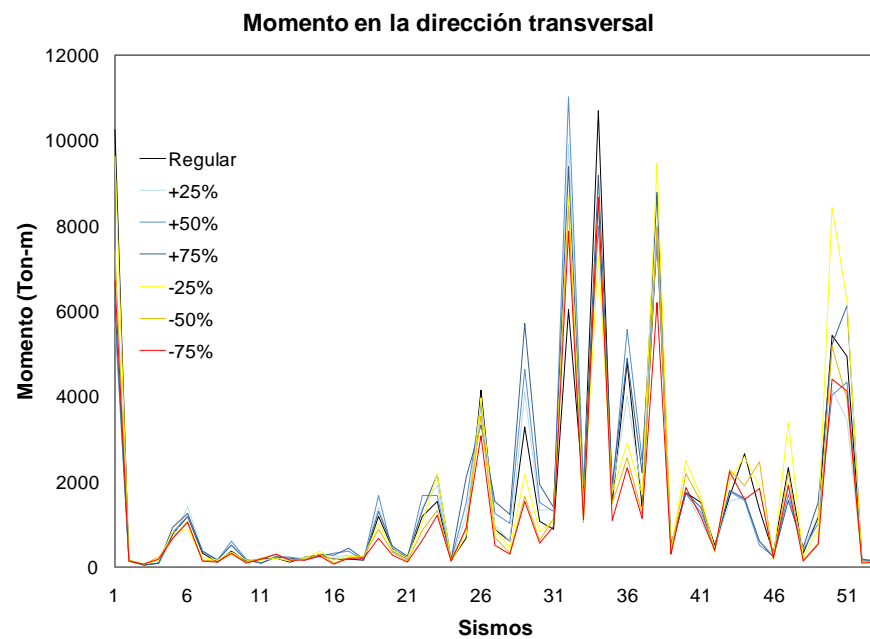


Figura B.23 Momentos máximos del nodo 8

B.1.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

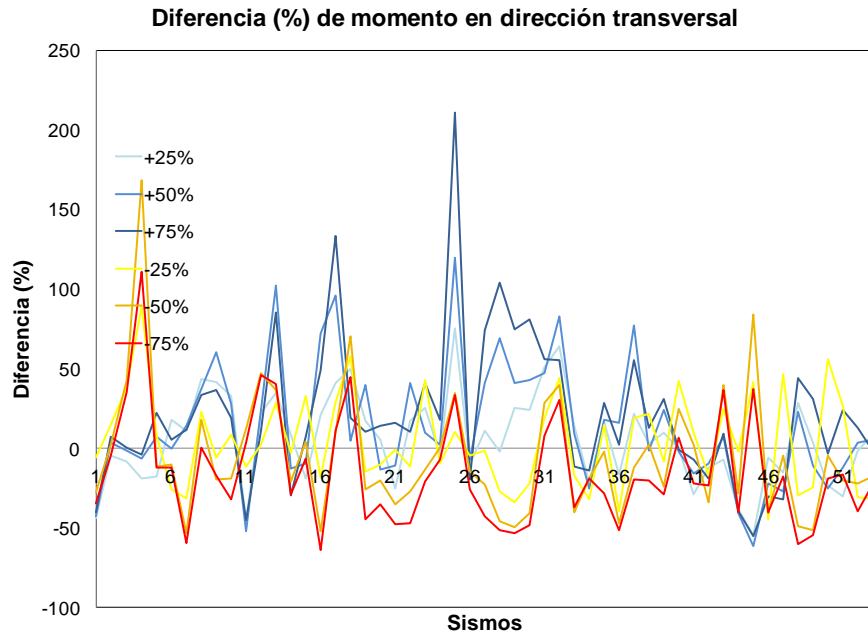


Figura B.24 Diferencias en porcentajes del nodo 6

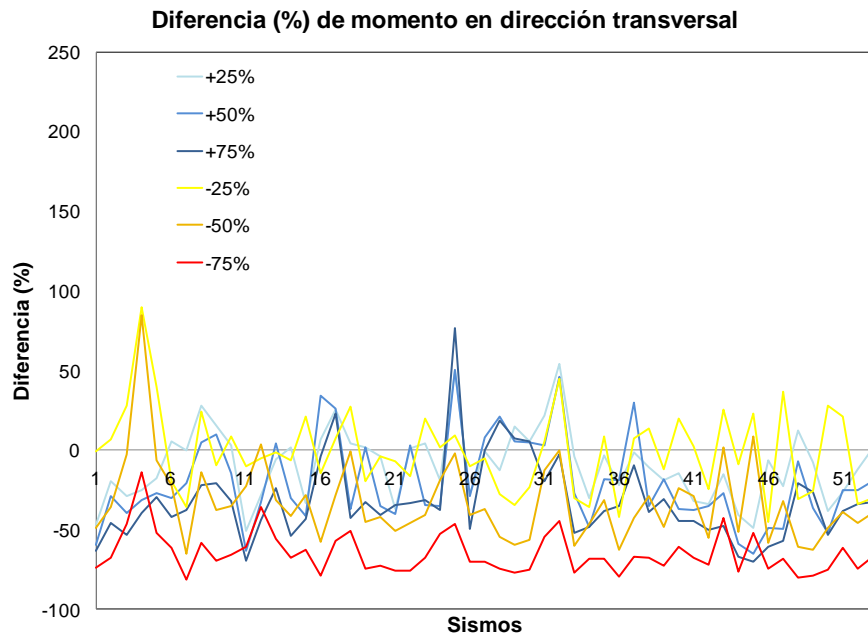


Figura B.25 Diferencias en porcentajes del nodo 7

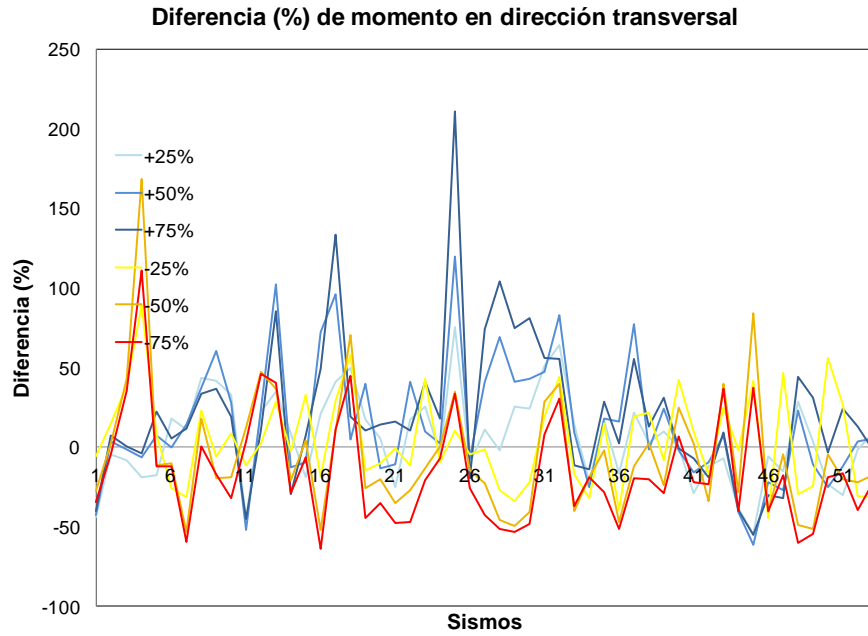


Figura B.26 Diferencias en porcentajes del nodo 8

B.2 Respuestas máximas variando la altura de la pila adyacente

B.2.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal

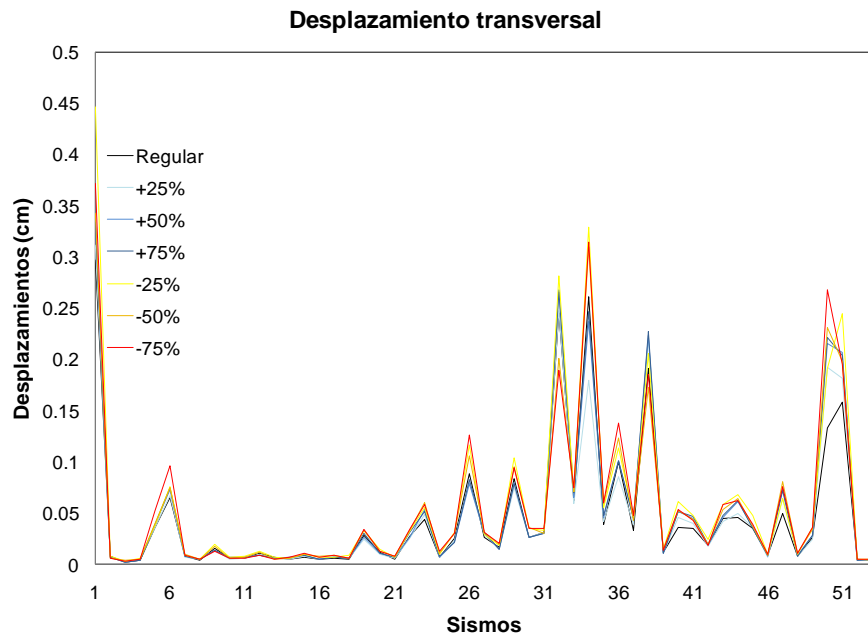


Figura B.27 Desplazamientos máximos del nodo 1

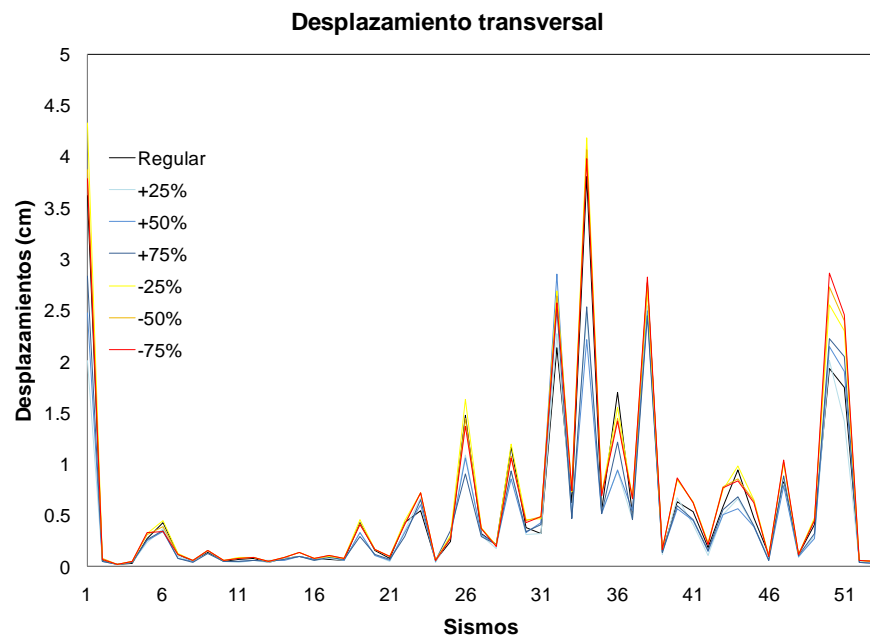


Figura B.28 Desplazamientos máximos del nodo 2

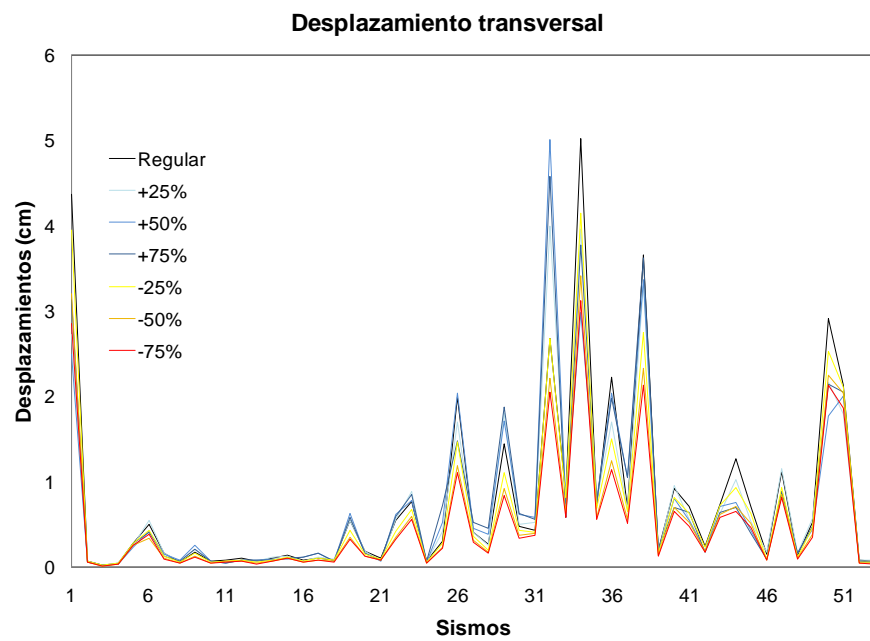


Figura B.29 Desplazamientos máximos del nodo 3

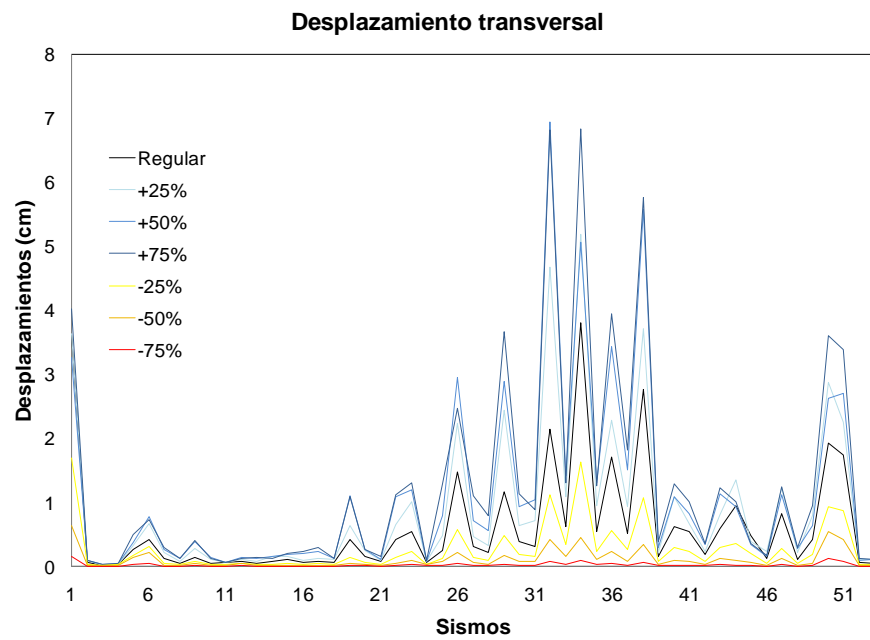


Figura B.30 Desplazamientos máximos del nodo 4

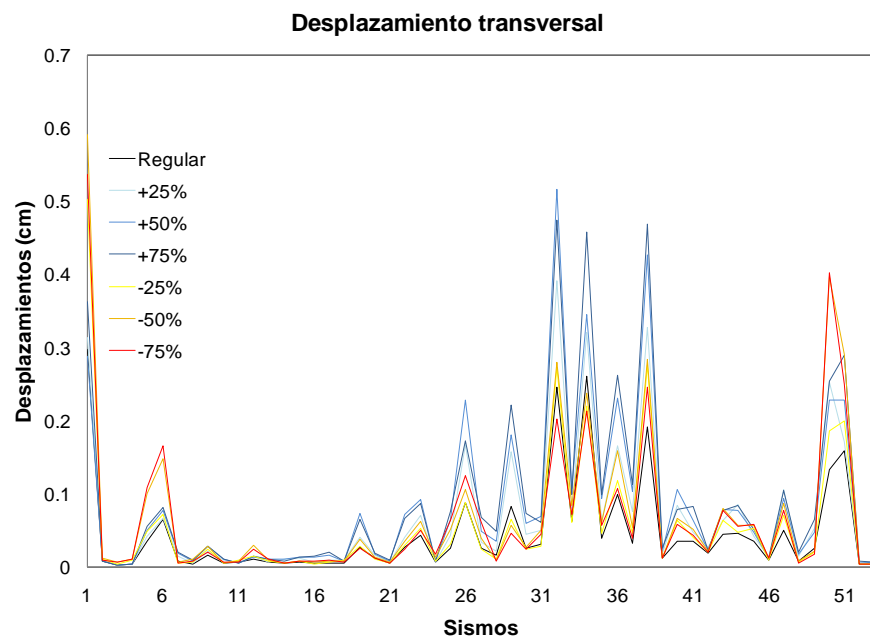


Figura B.31 Desplazamientos máximos del nodo 5

B.2.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

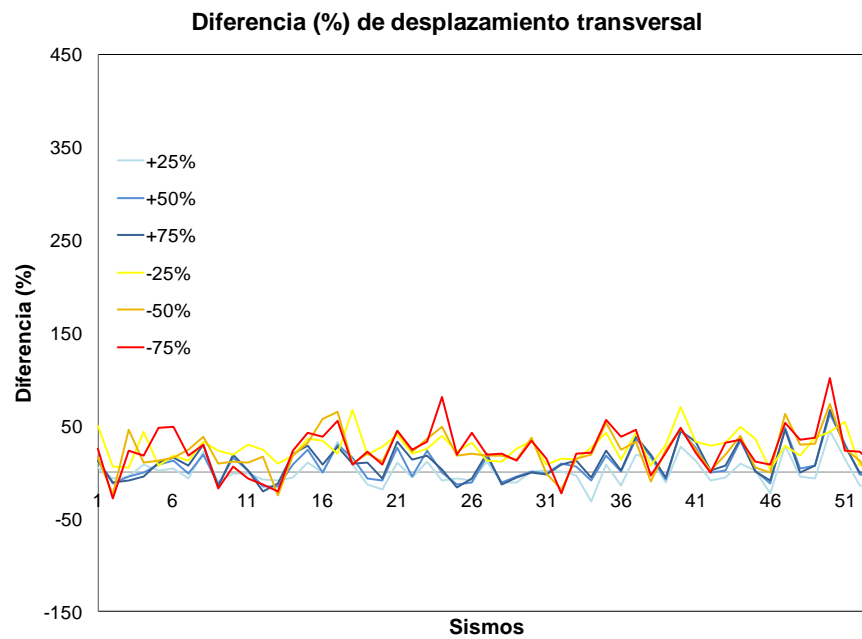


Figura B.32 Diferencias en porcentaje del nodo 1

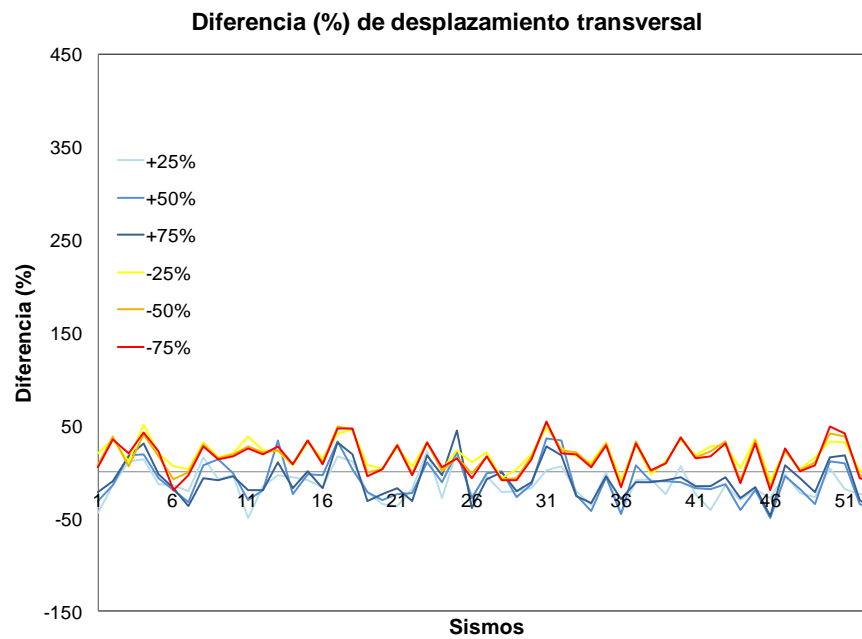


Figura B.33 Diferencias en porcentaje del nodo 2

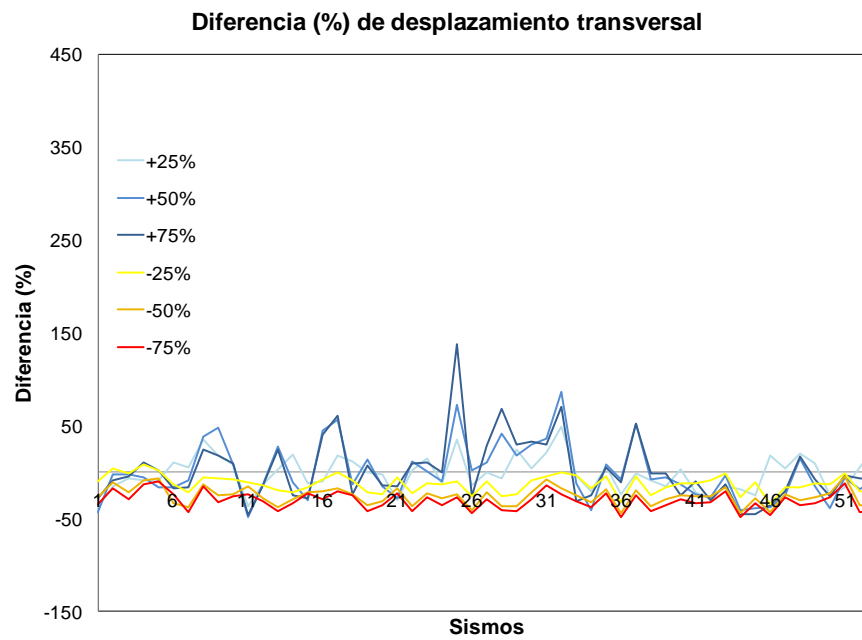


Figura B.34 Diferencias en porcentaje del nodo 3

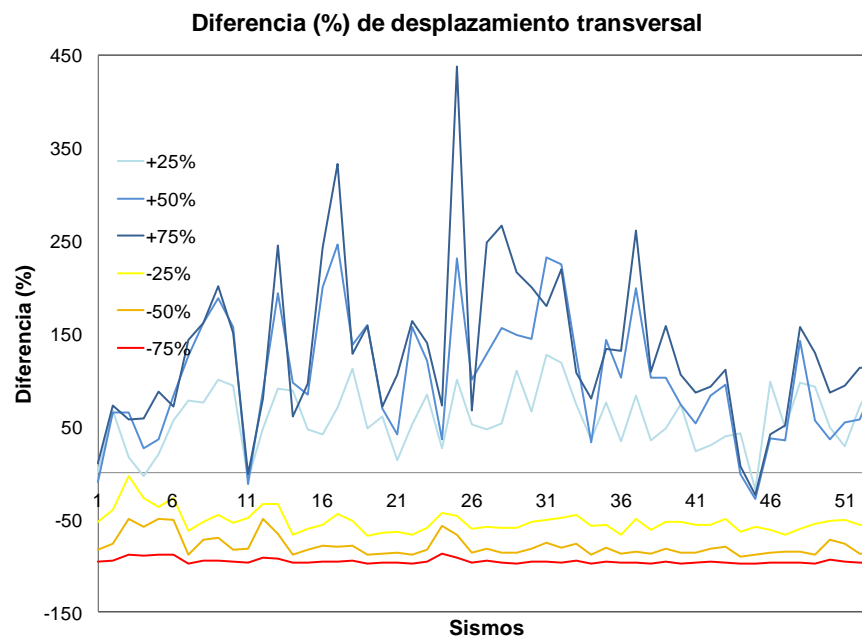


Figura B.35 Diferencias en porcentaje del nodo 4

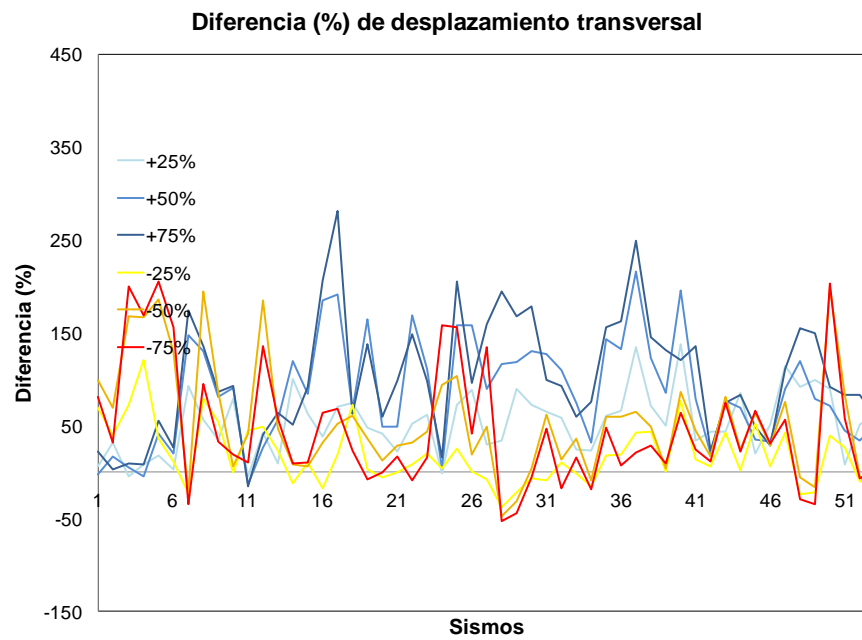


Figura B.36 Diferencias en porcentaje del nodo 5

B.2.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal

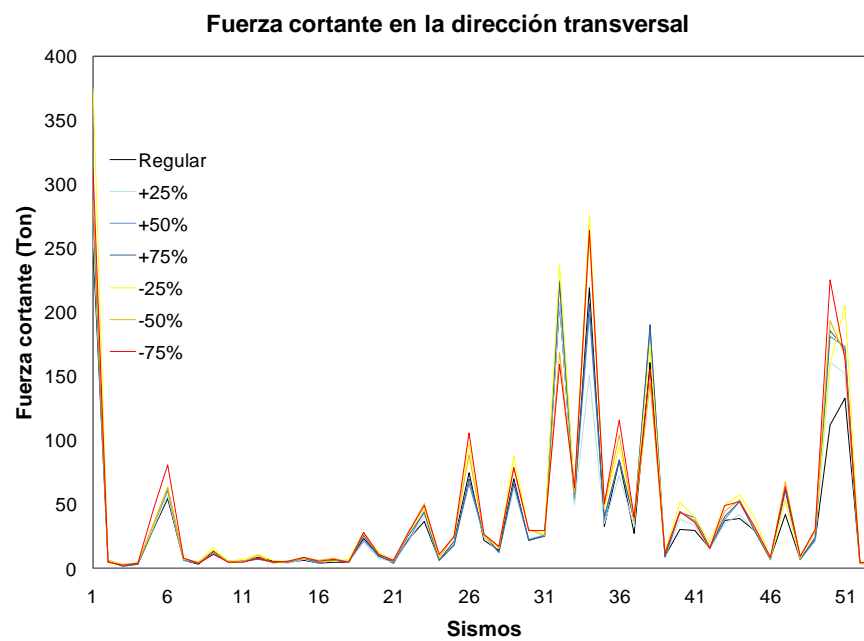


Figura B.37 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1

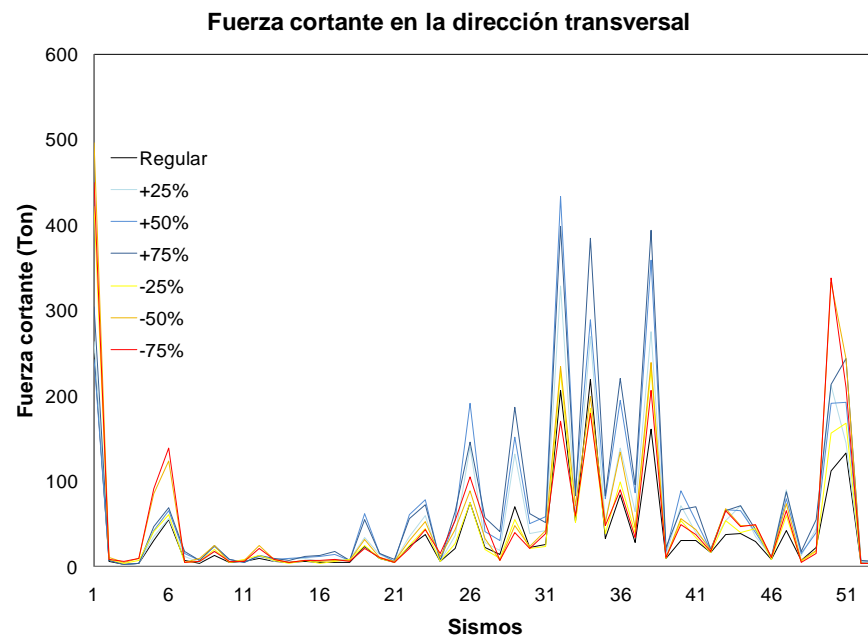


Figura B.38 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5

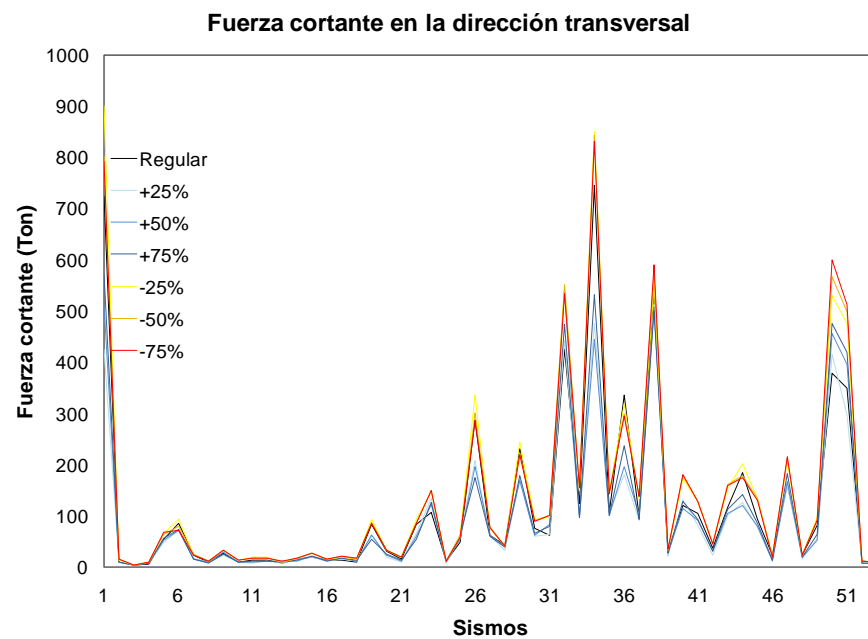


Figura B.39 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6

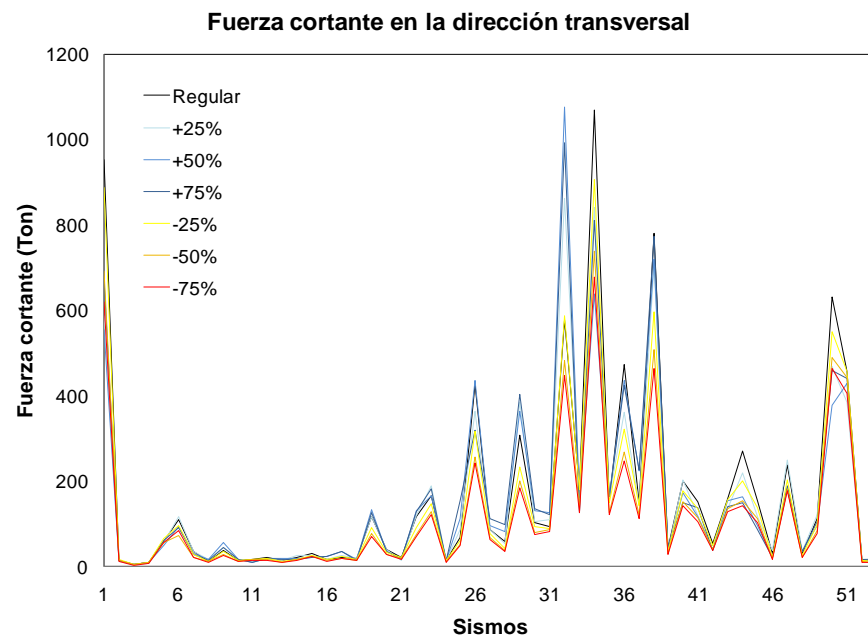


Figura B.40 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7

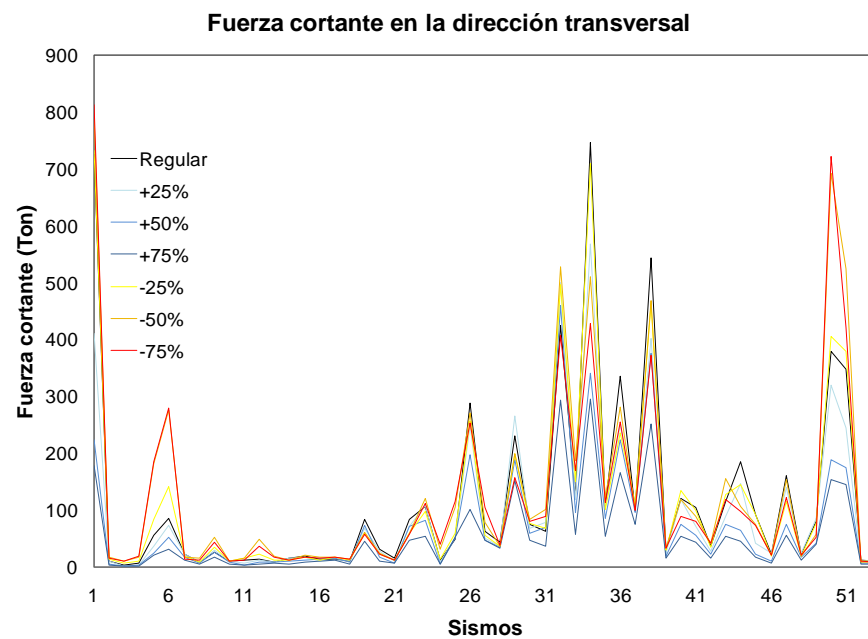


Figura B.41 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8

B.2.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular

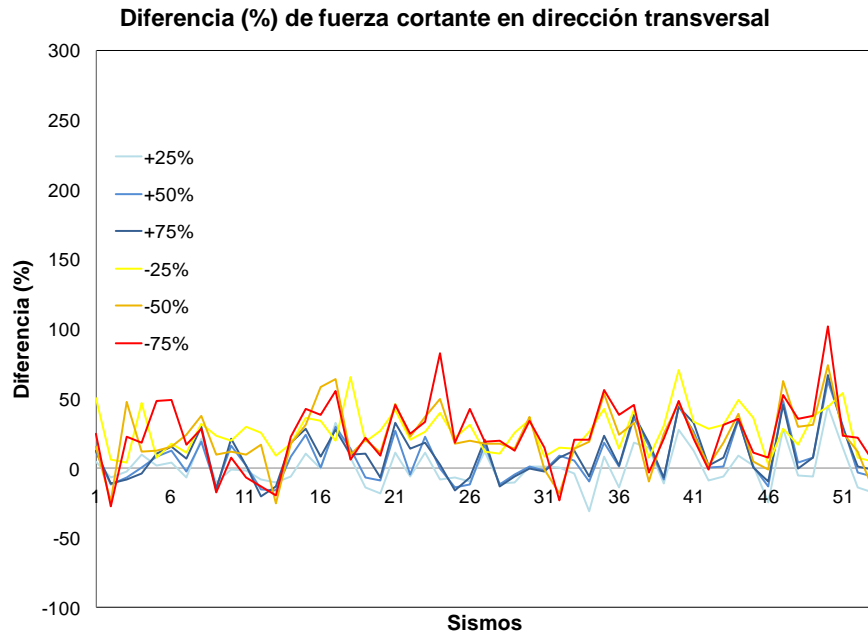


Figura B.42 Diferencias en porcentaje del nodo 1

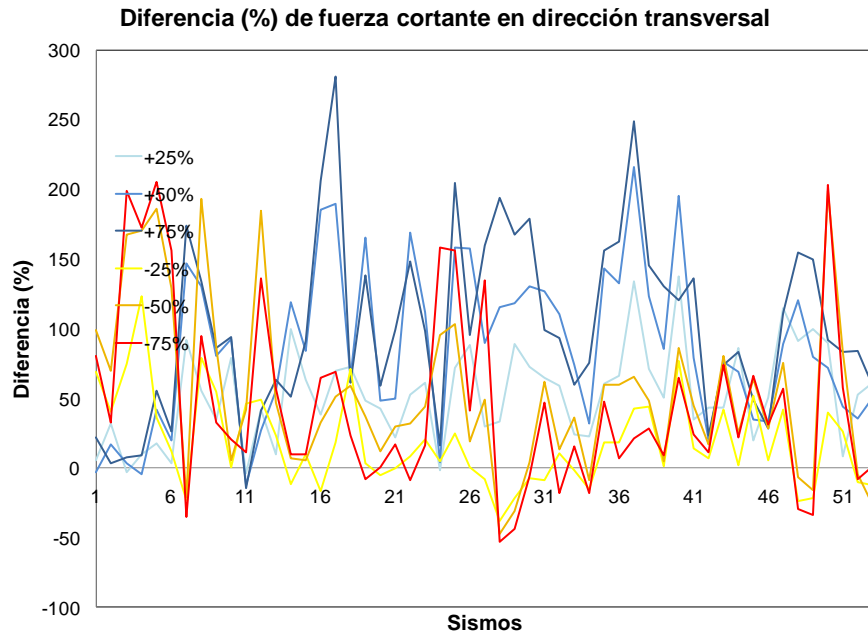


Figura B.43 Diferencias en porcentaje del nodo 5

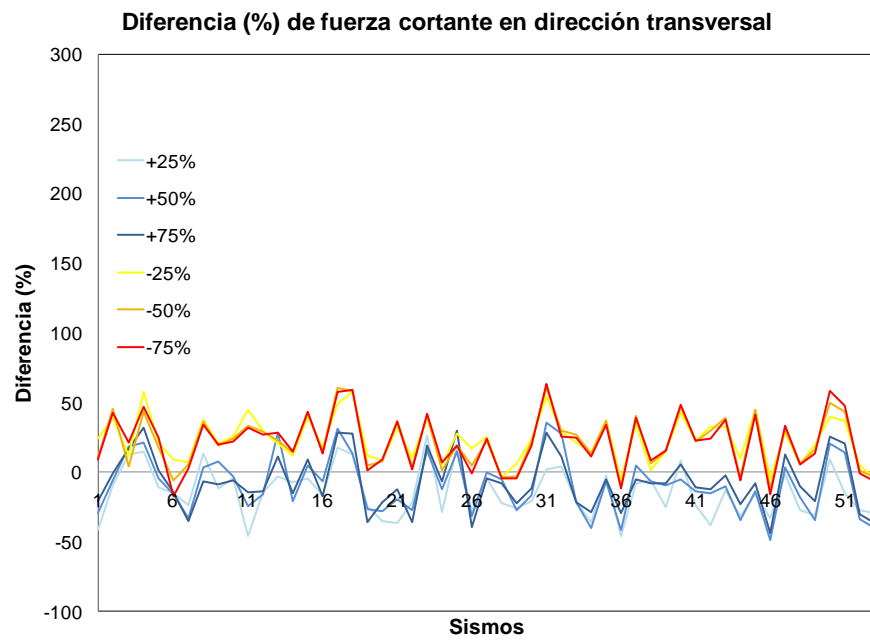


Figura B.44 Diferencias en porcentaje del nodo 6

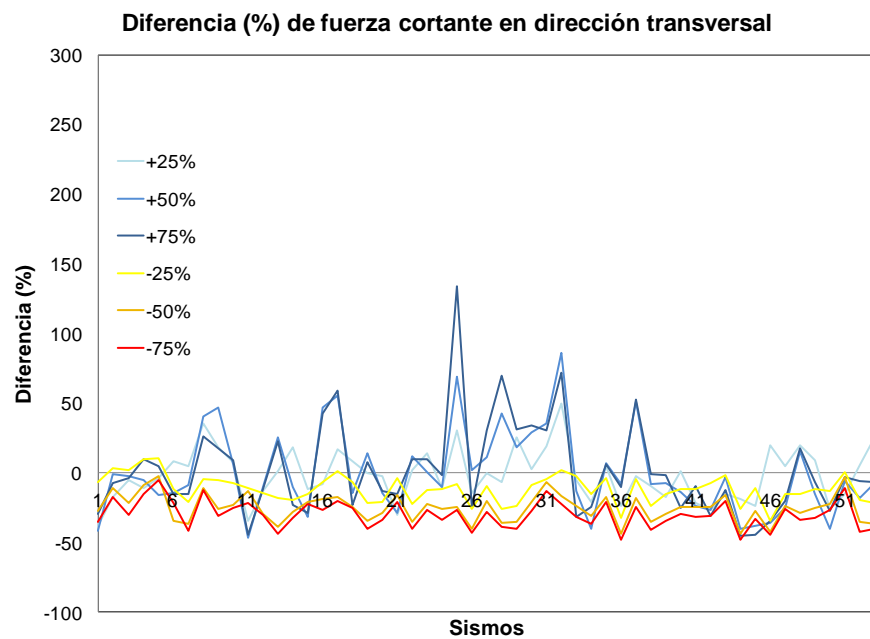


Figura B.45 Diferencias en porcentaje del nodo 7

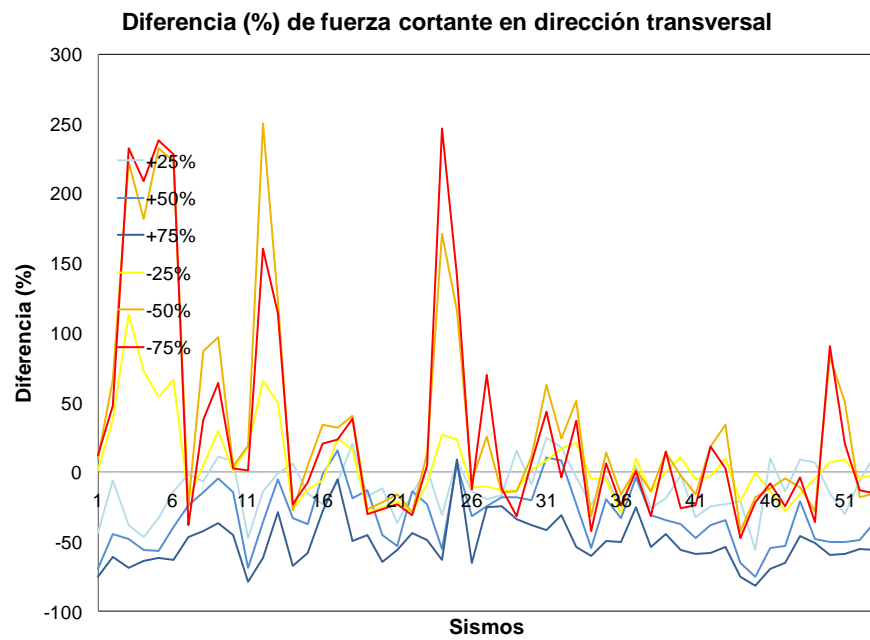


Figura B.46 Diferencias en porcentaje del nodo 8

B.2.5 Momentos máximos en la dirección transversal

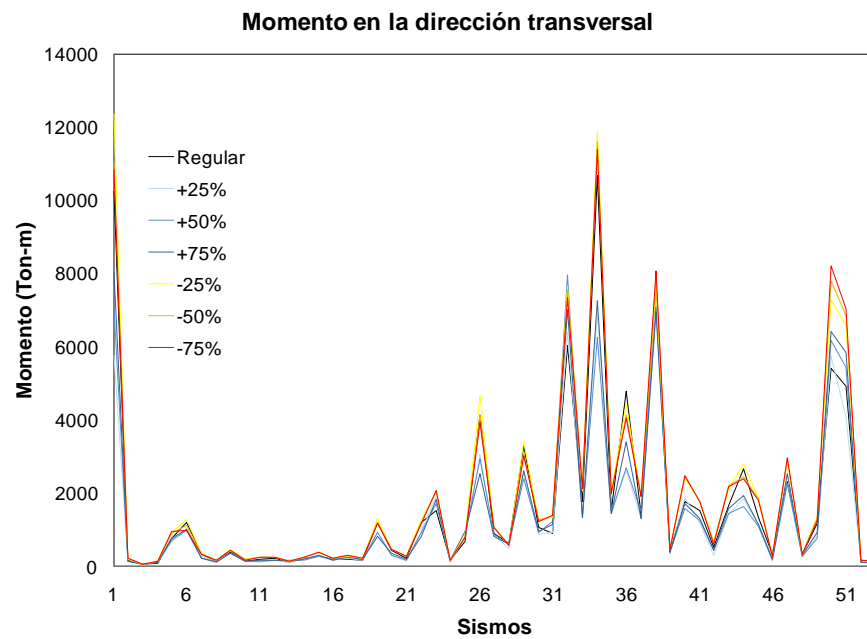


Figura B.47 Momentos máximos del nodo 6

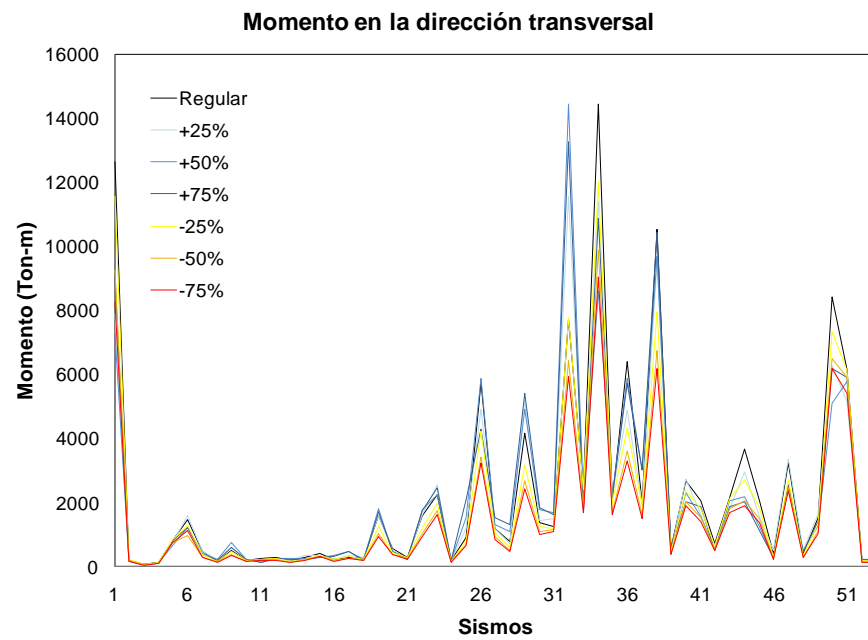


Figura B.48 Momentos máximos del nodo 7

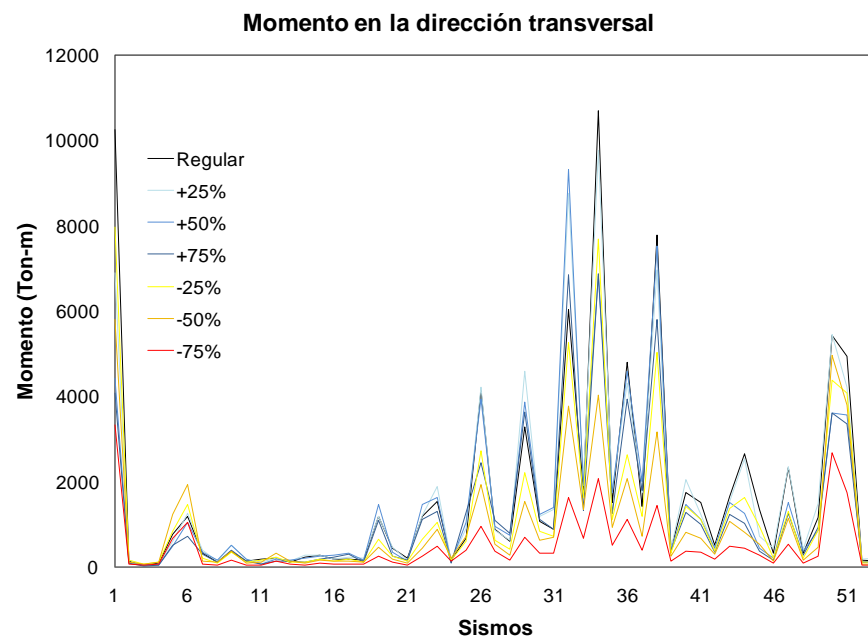


Figura B.49 Momentos máximos del nodo 8

B.2.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

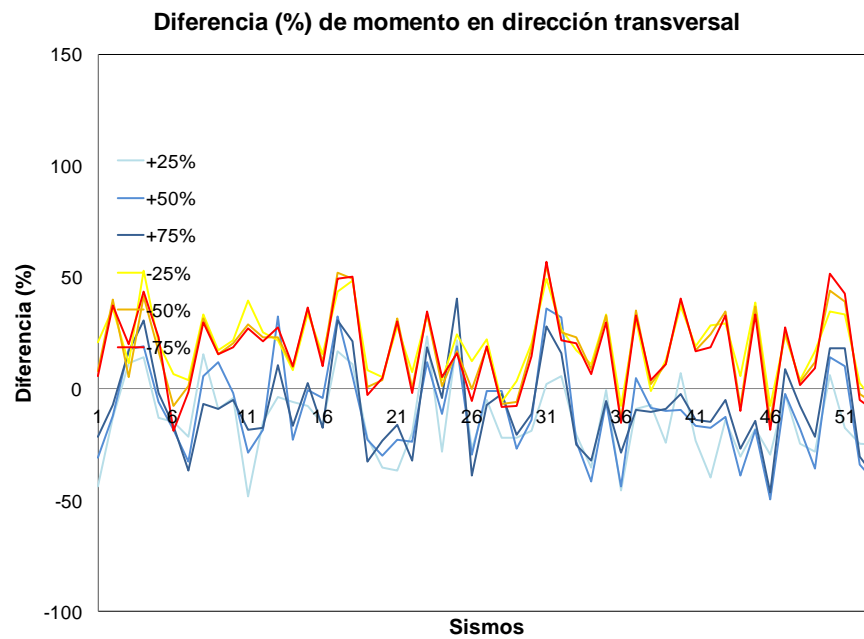


Figura B.50 Diferencias en porcentaje del nodo 6

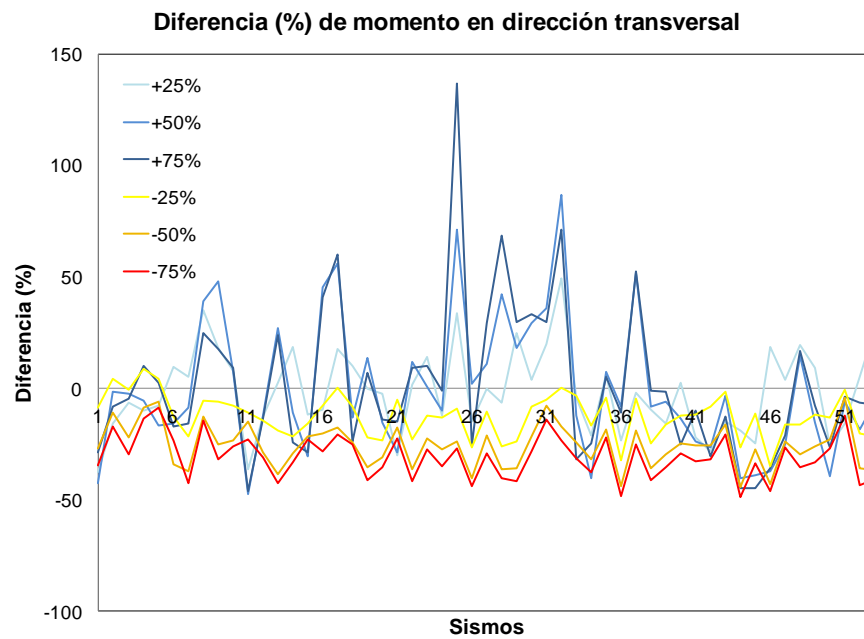


Figura B.51 Diferencias en porcentaje del nodo 7

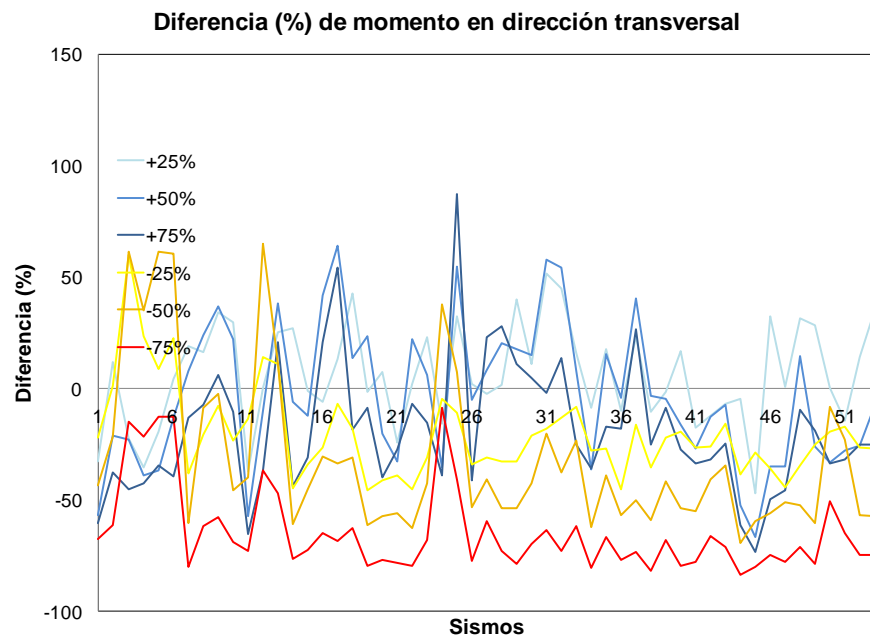


Figura B.52 Diferencias en porcentaje del nodo 8

Anexo 5

Modelo 3, puente simplemente apoyado

En éste anexo se muestran las gráficas de los desplazamientos, momentos y fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal para el modelo correspondiente a puente simplemente apoyado, así como sus respectivas diferencias respecto al modelo regular.

C.1 Respuestas máximas variando la altura de la pila central

C.1.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal

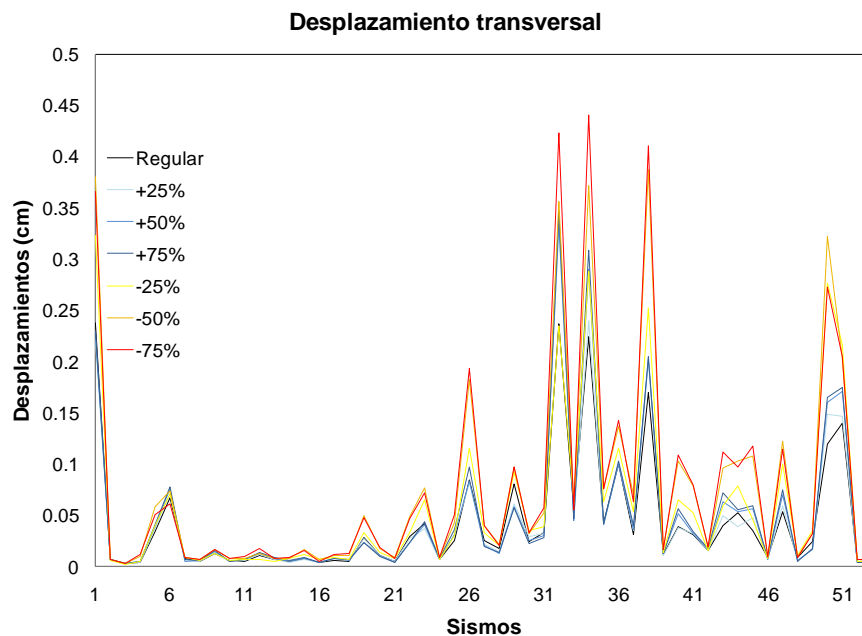


Figura C.1 Desplazamientos máximos del nodo 1

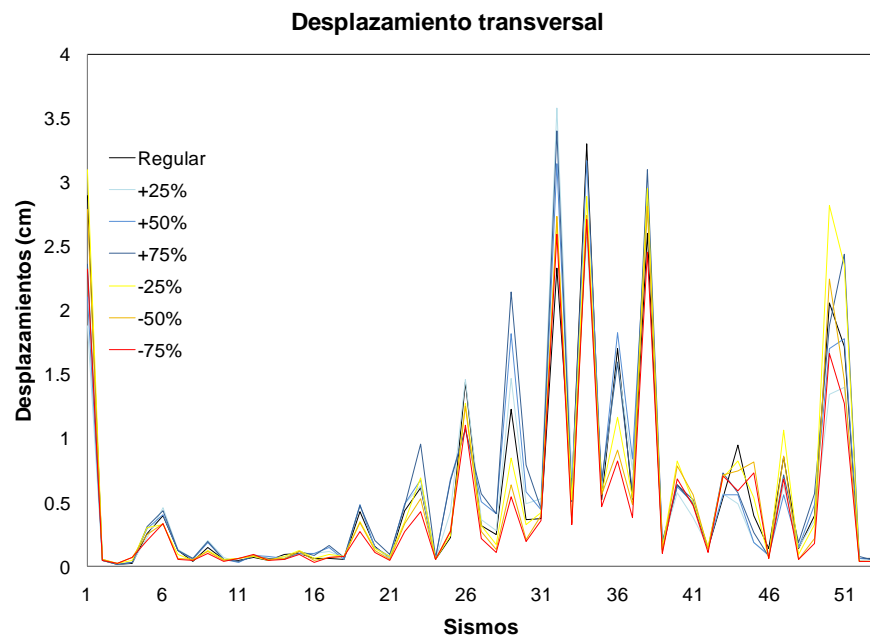


Figura C.2 Desplazamientos máximos del nodo 2

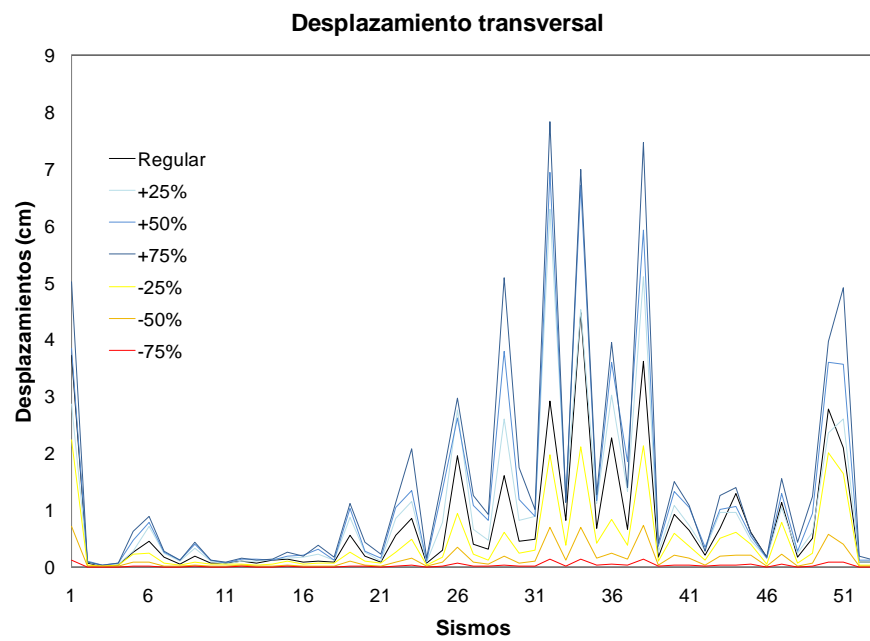


Figura C.3 Desplazamientos máximos del nodo 3

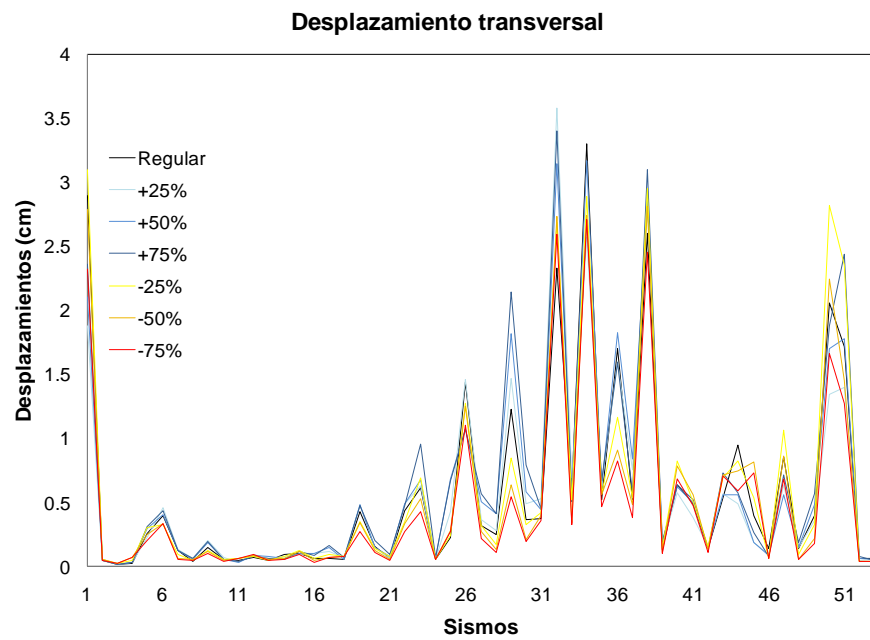


Figura C.4 Desplazamientos máximos del nodo 4

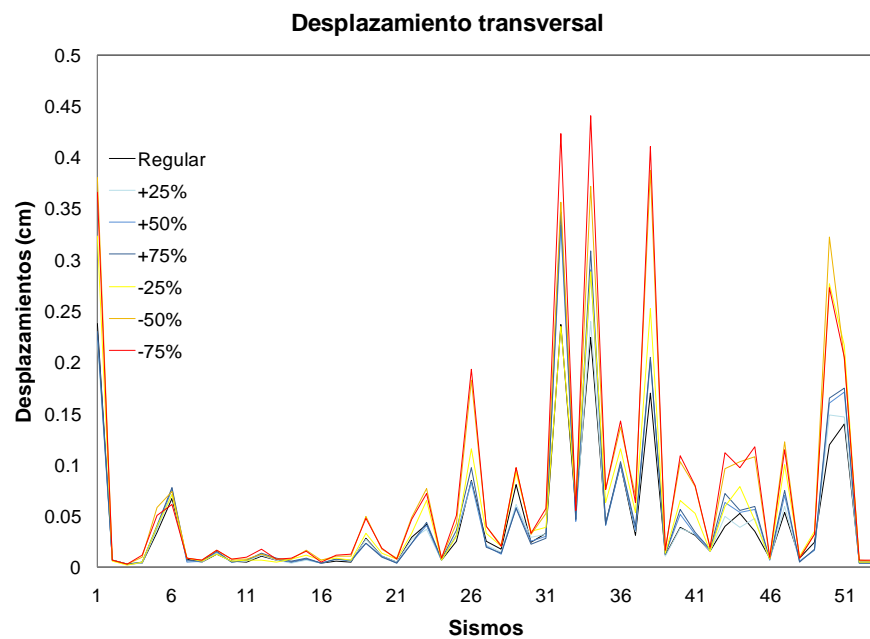


Figura C.5 Desplazamientos máximos del nodo 5

C.1.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

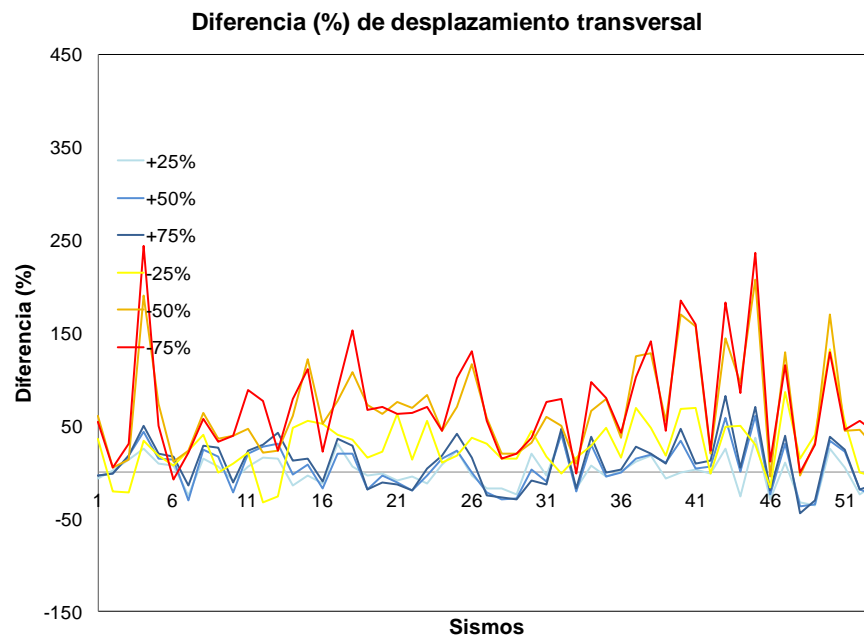


Figura C.6 Diferencias en porcentaje del nodo 1

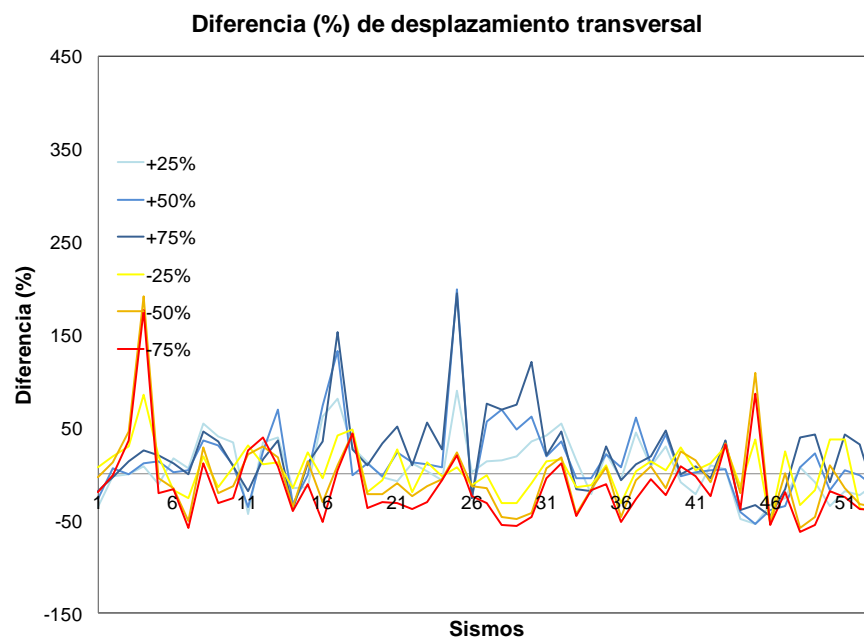


Figura C.7 Diferencias en porcentaje del nodo 2

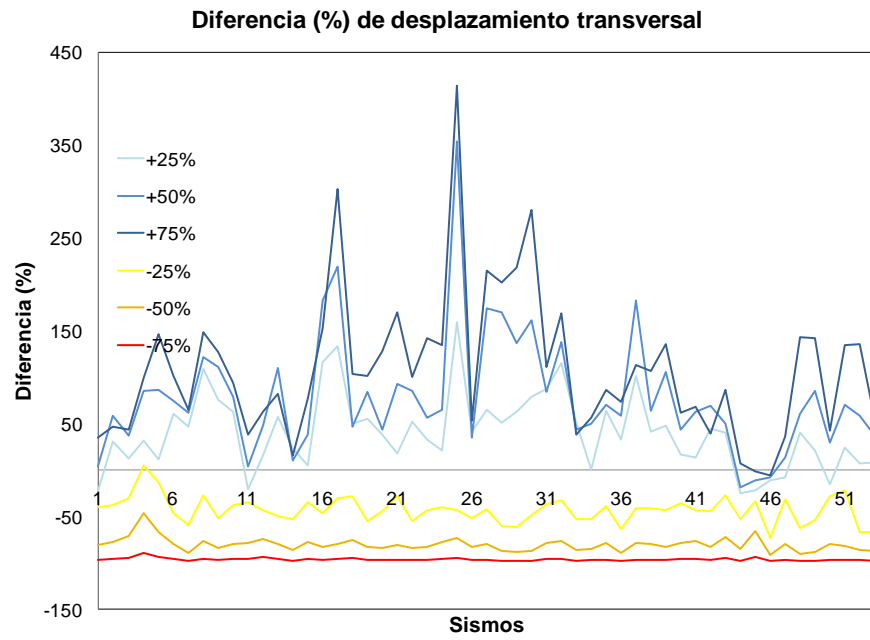


Figura C.8 Diferencias en porcentaje del nodo 3

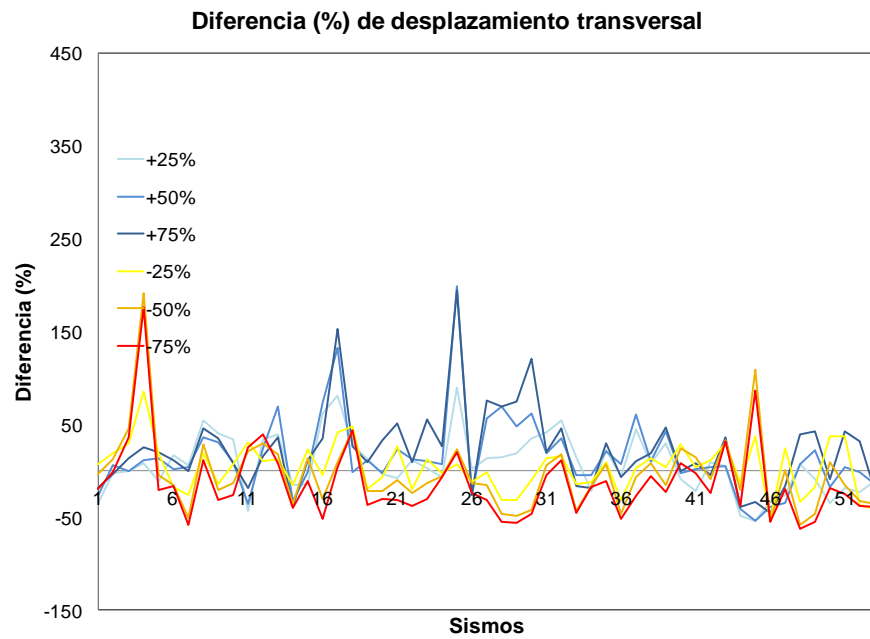


Figura C.9 Diferencias en porcentaje del nodo 4

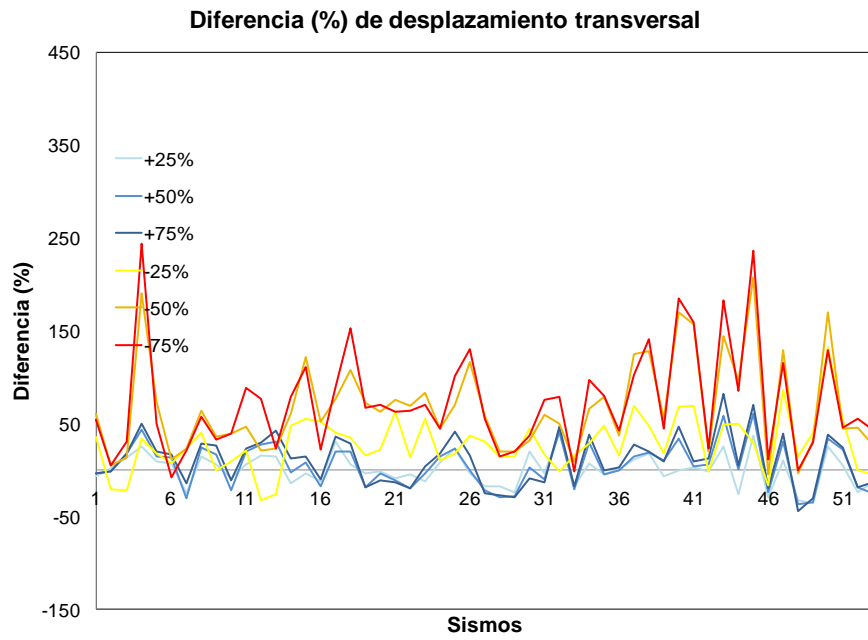


Figura C.10 Diferencias en porcentaje del nodo 5

C.1.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal

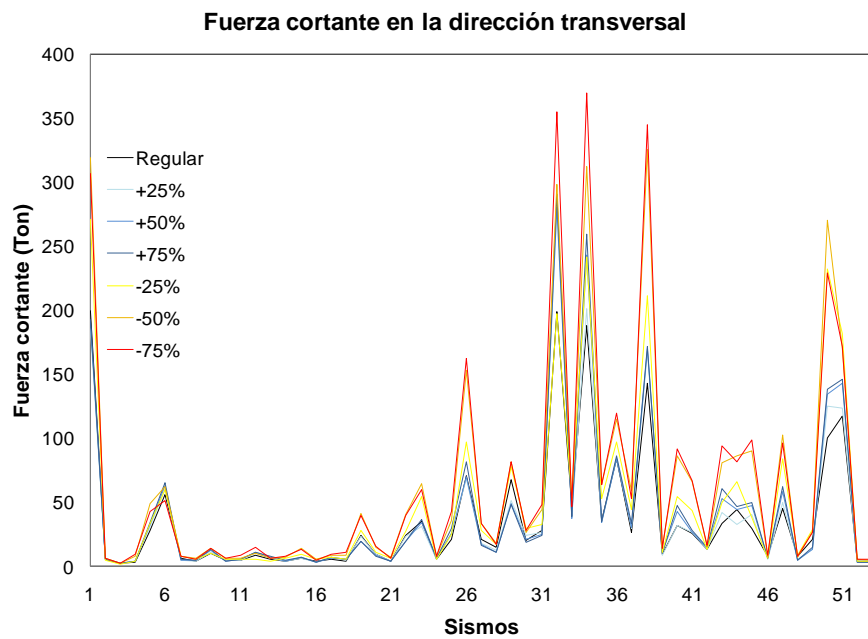


Figura C.11 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1

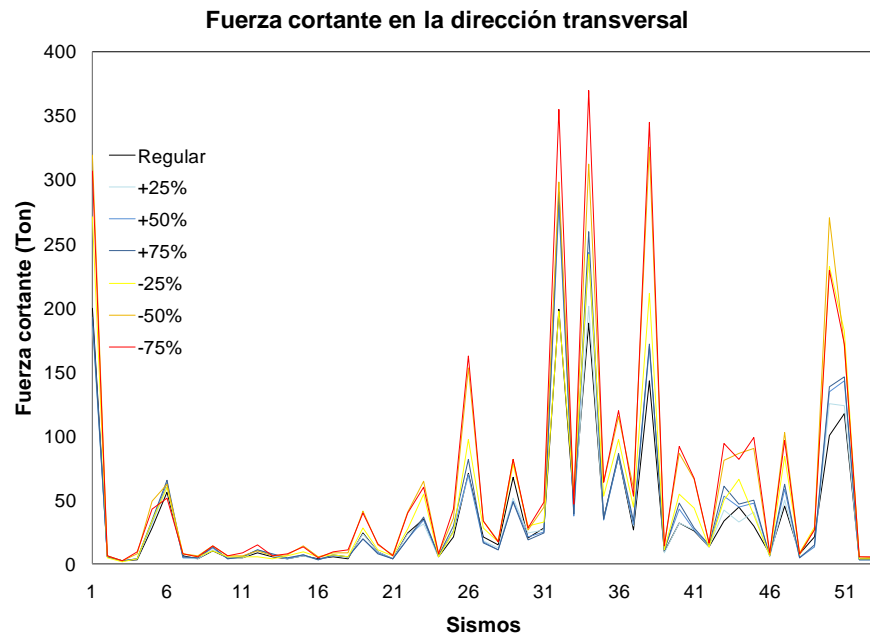


Figura C.12 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5

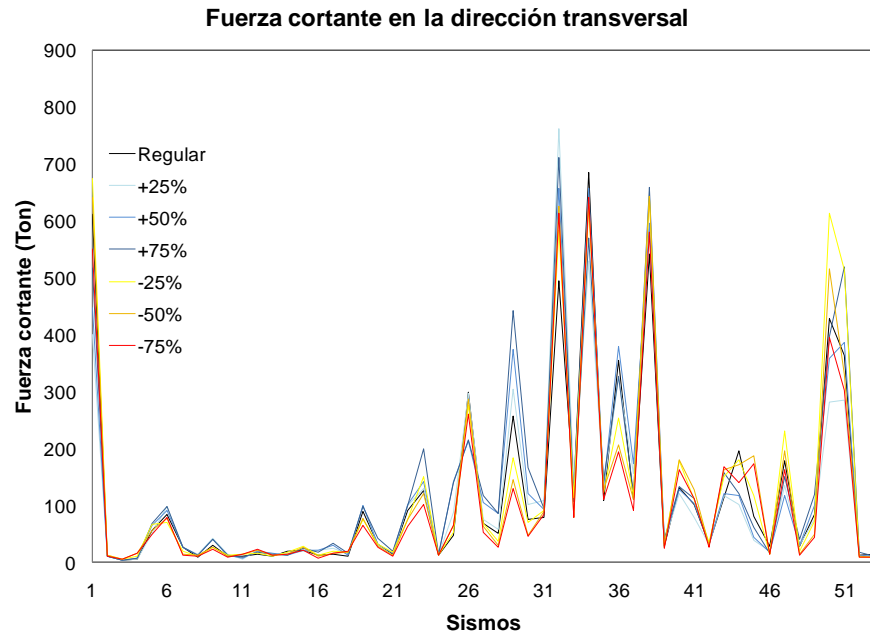


Figura C.13 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6

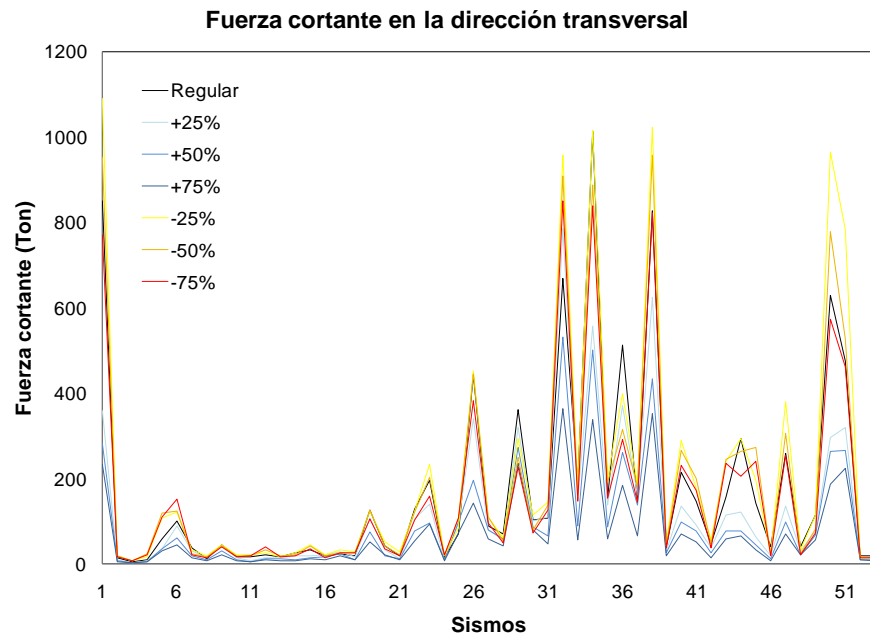


Figura C.14 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7

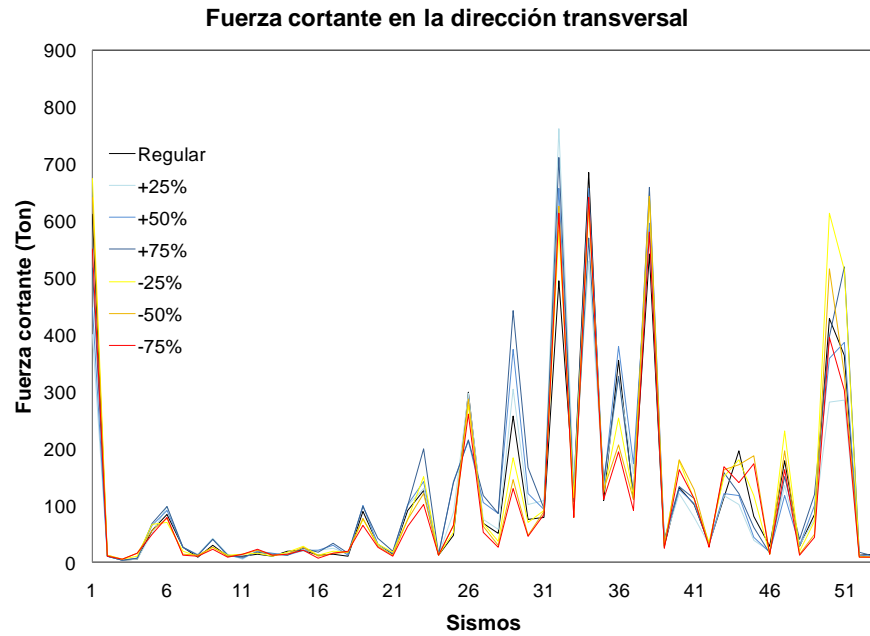


Figura C.15 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8

C.1.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular

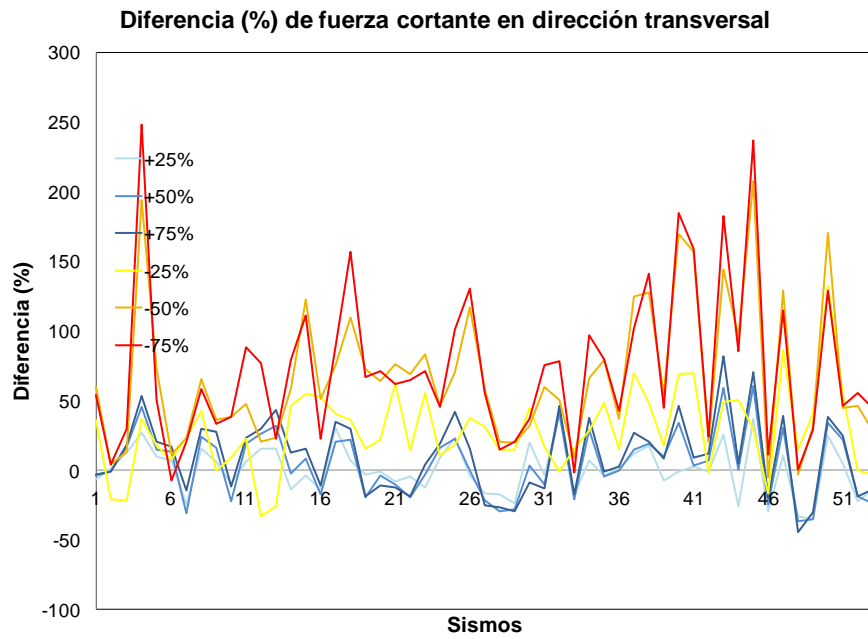


Figura C.16 Diferencias en porcentaje del nodo 1

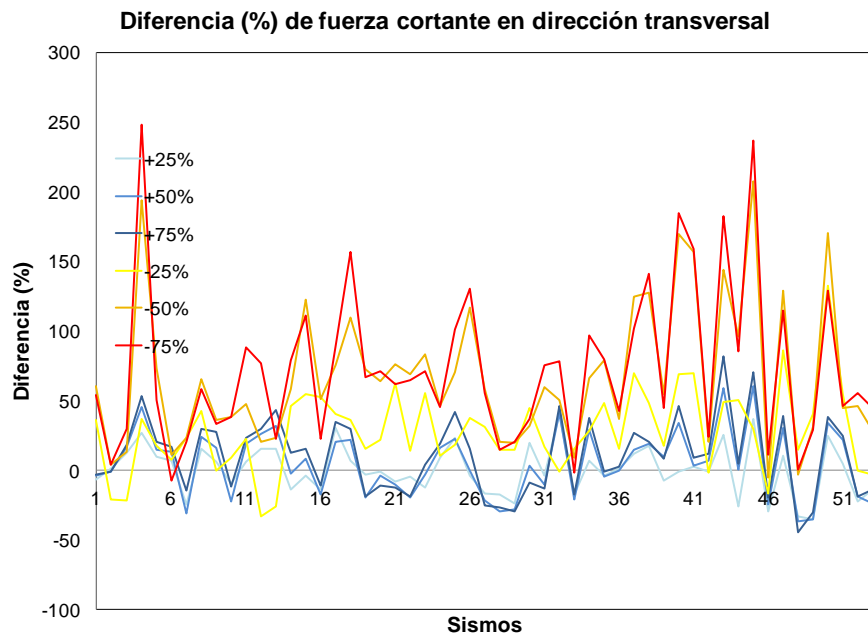


Figura C.17 Diferencias en porcentaje del nodo 5

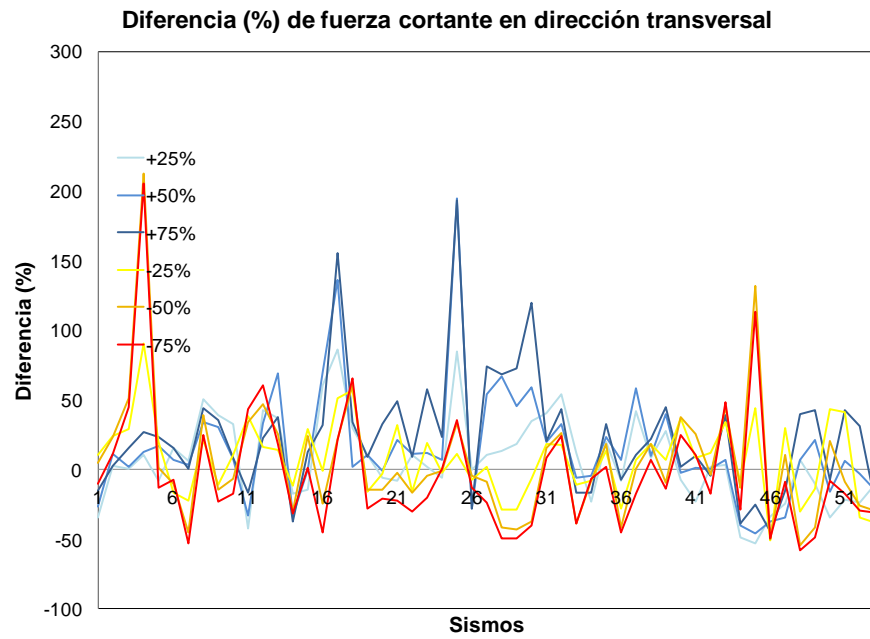


Figura C.18 Diferencias en porcentaje del nodo 6

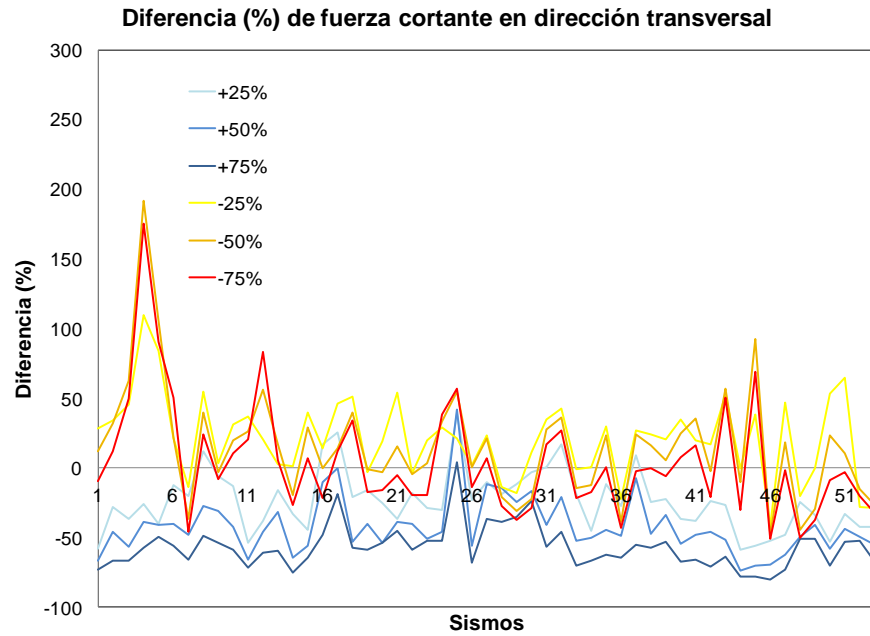


Figura C.19 Diferencias en porcentaje del nodo 7

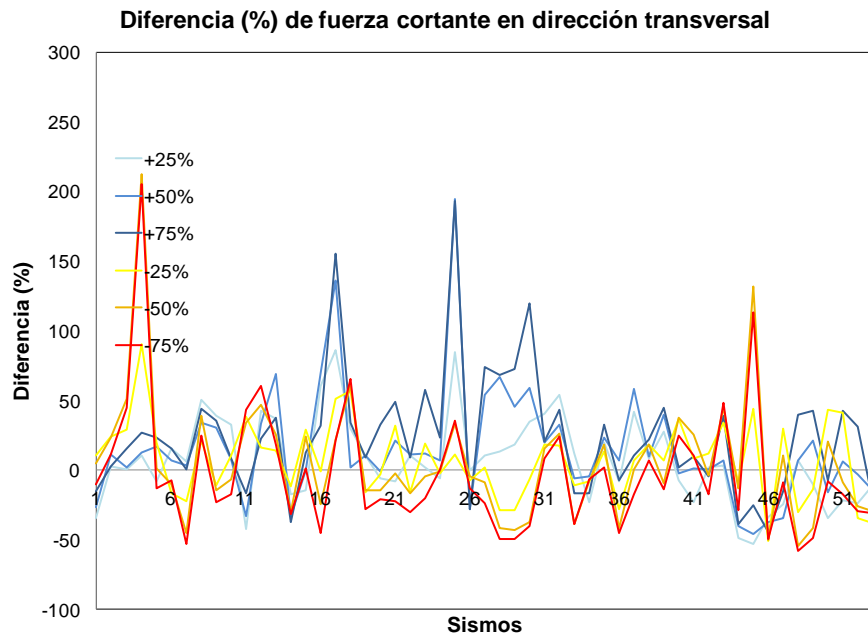


Figura C.20 Diferencias en porcentaje del nodo 8

C.1.5 Momentos máximos en la dirección transversal

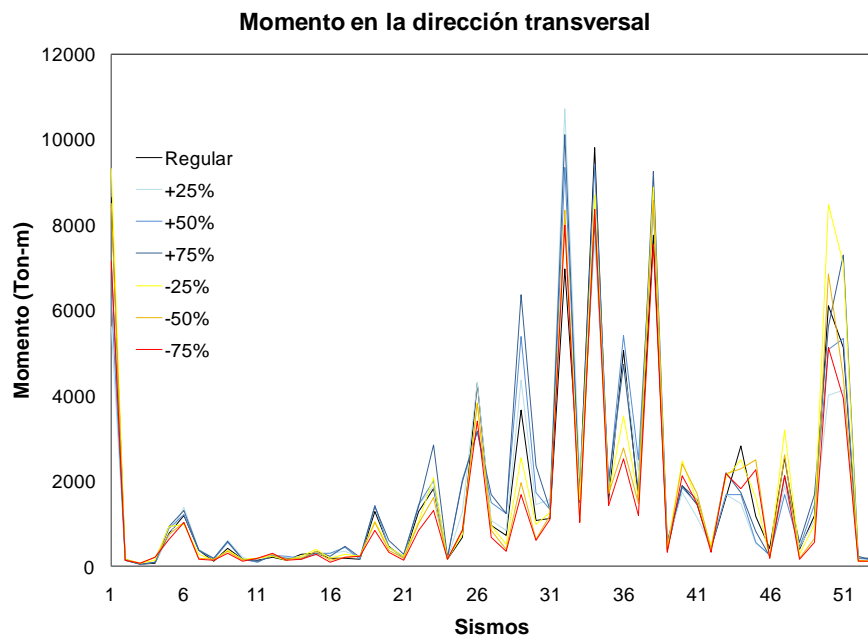


Figura C.21 Momentos máximos del nodo 6

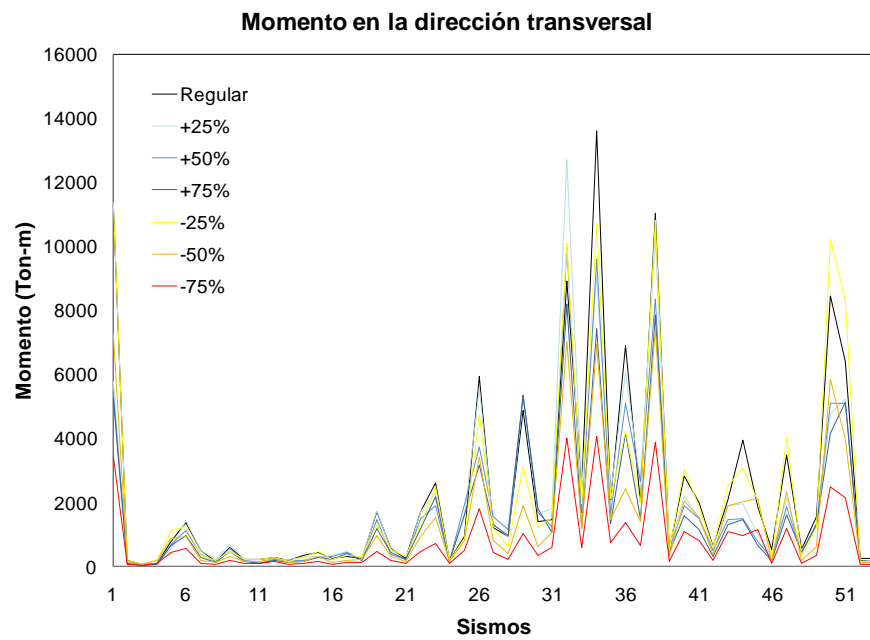


Figura C.22 Momentos máximos del nodo 7

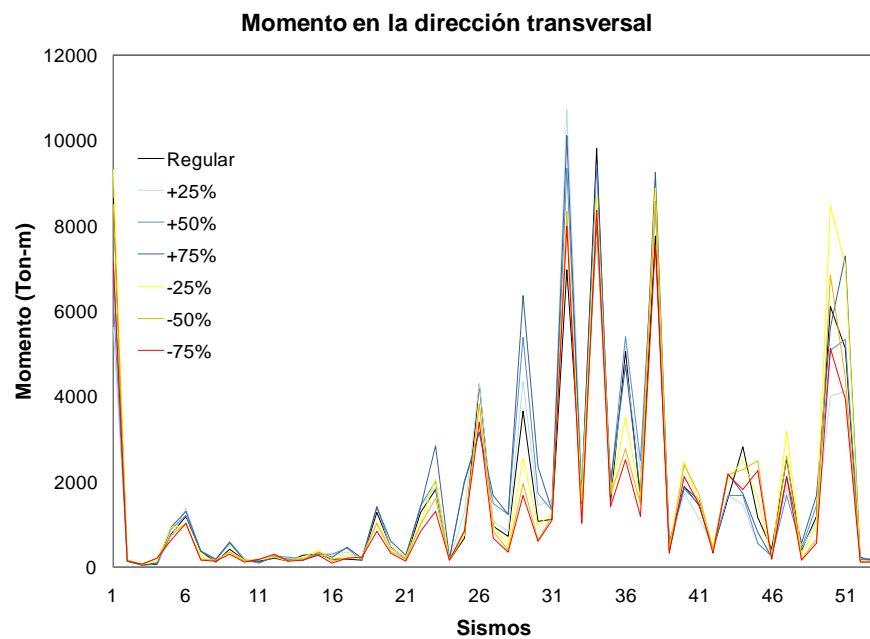


Figura C.23 Momentos máximos del nodo 8

C.1.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

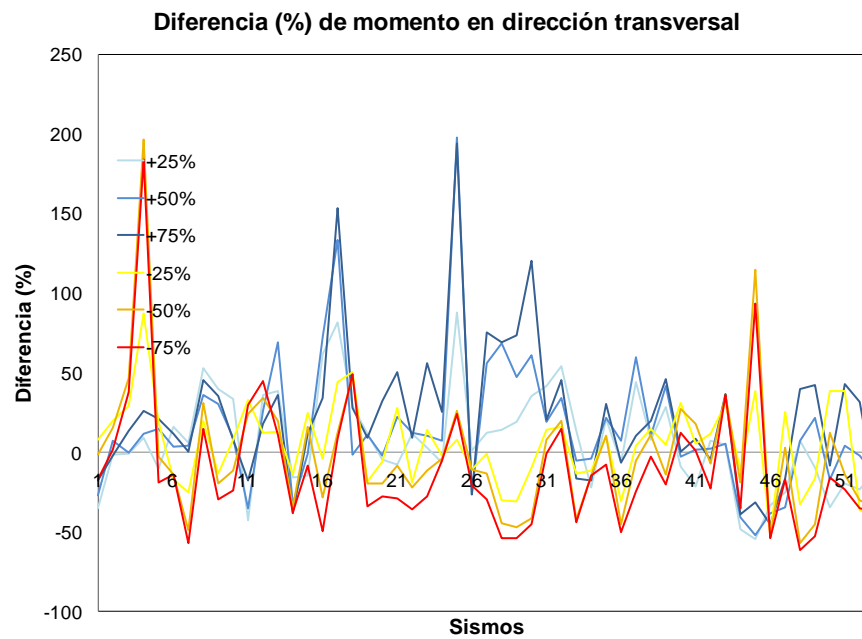


Figura C.24 Diferencias en porcentaje del nodo 6

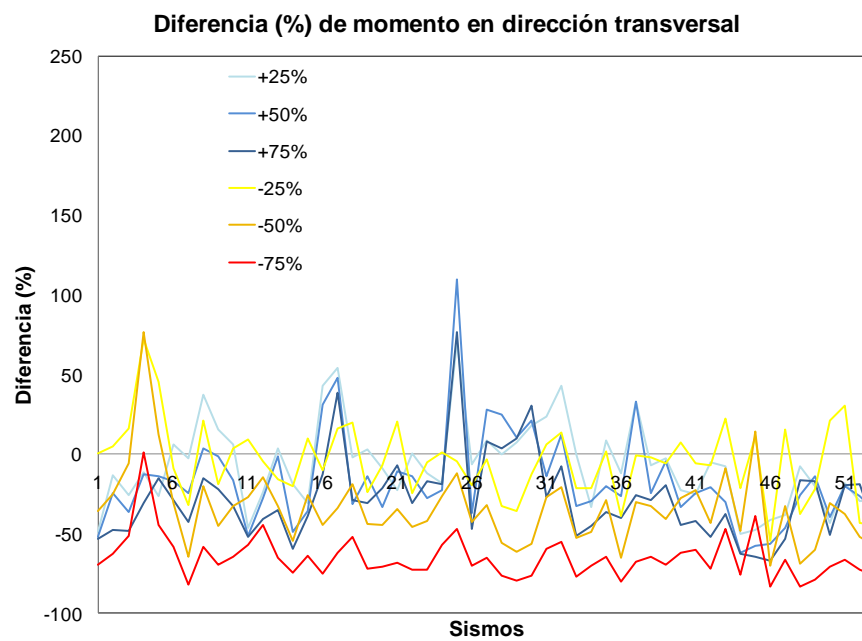


Figura C.25 Diferencias en porcentaje del nodo 7

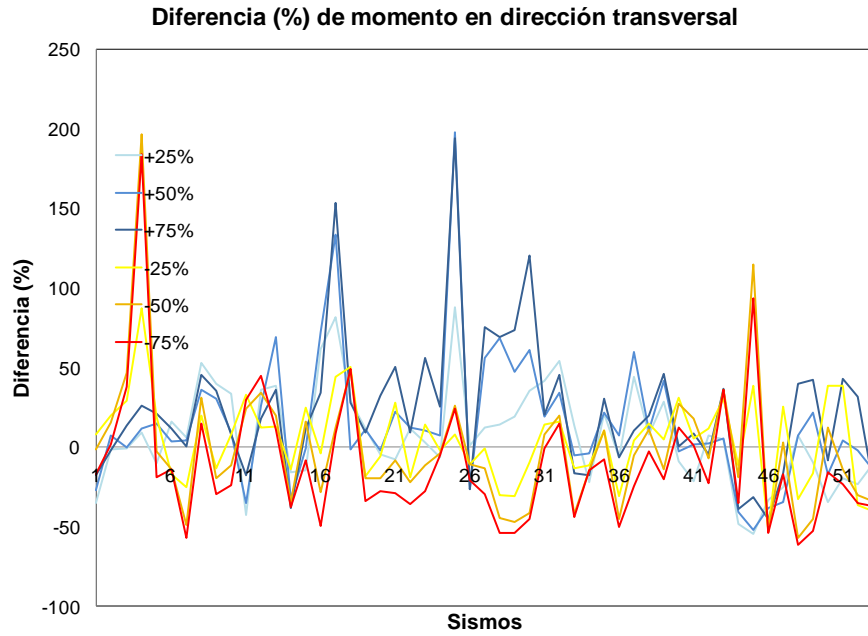


Figura C.26 Diferencias en porcentaje del nodo 8

C.2 Respuestas máximas variando la altura de la pila adyacente

C.2.1 Desplazamientos máximos en la dirección transversal

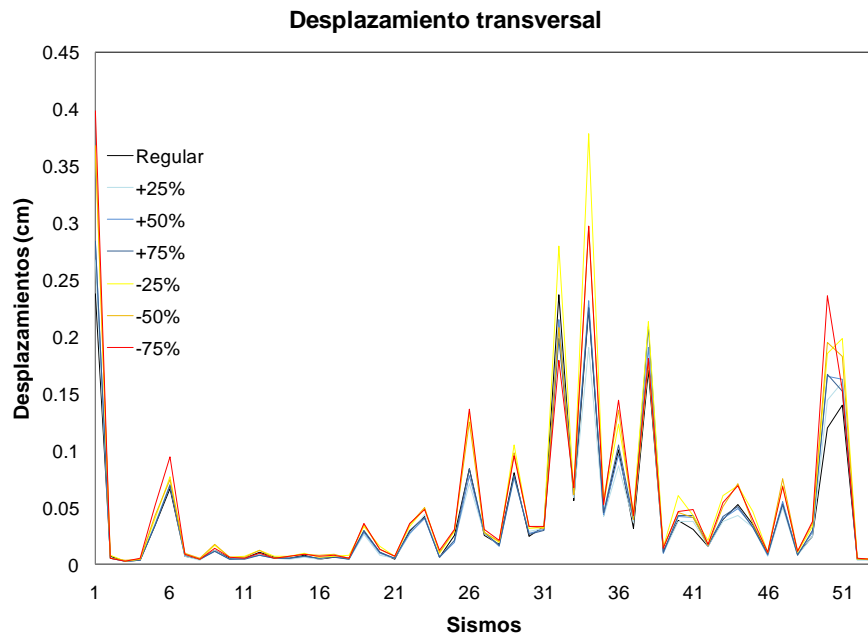


Figura C.27 Desplazamientos máximos del nodo 1

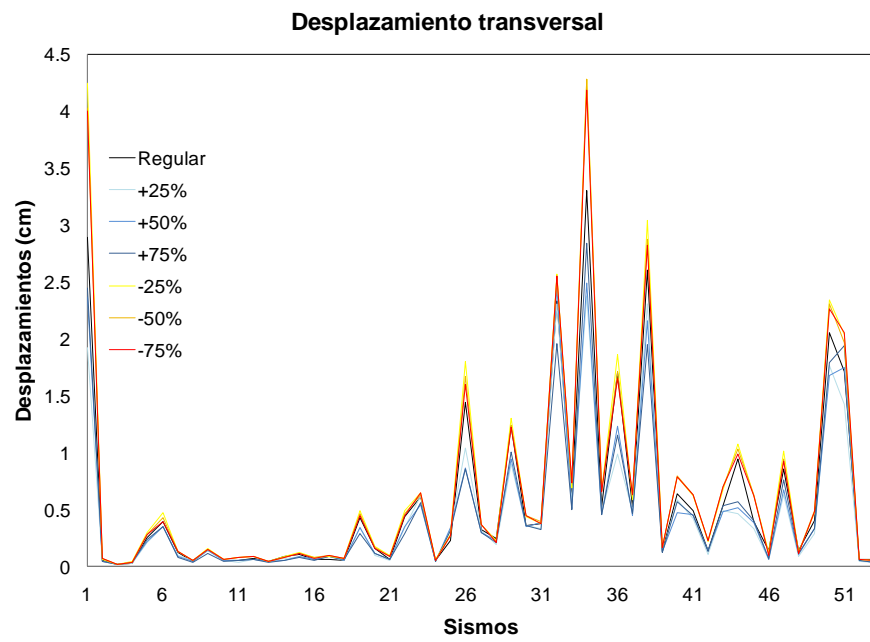


Figura C.28 Desplazamientos máximos del nodo 2

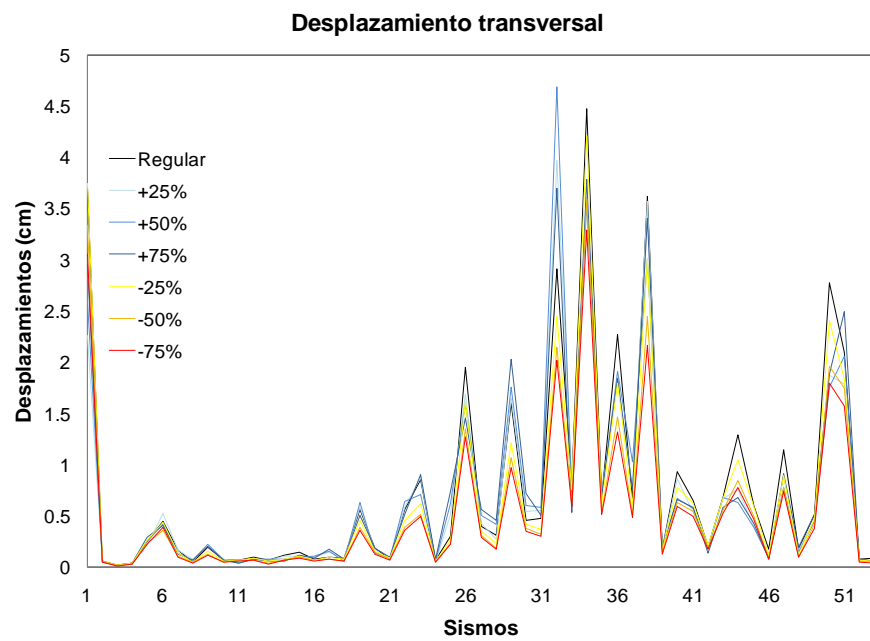


Figura C.29 Desplazamientos máximos del nodo 3

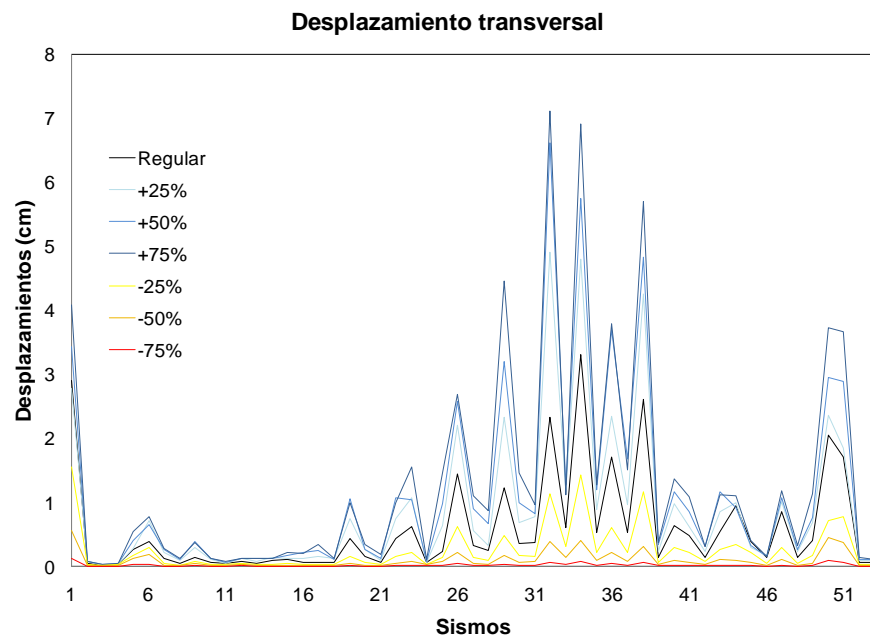


Figura C.30 Desplazamientos máximos del nodo 4

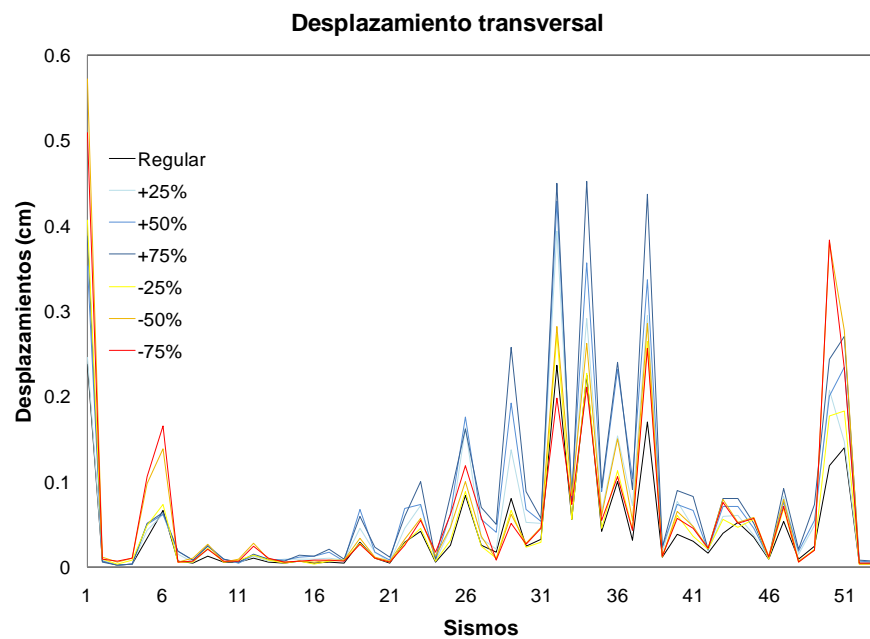


Figura C.31 Desplazamientos máximos del nodo 5

C.2.2 Diferencias de desplazamientos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

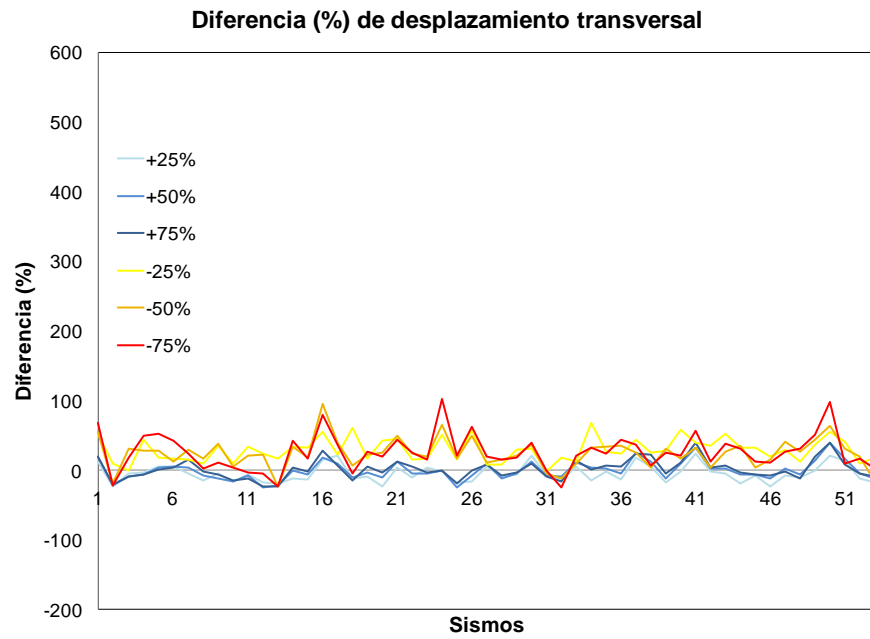


Figura C.32 Diferencias en porcentaje del nodo 1

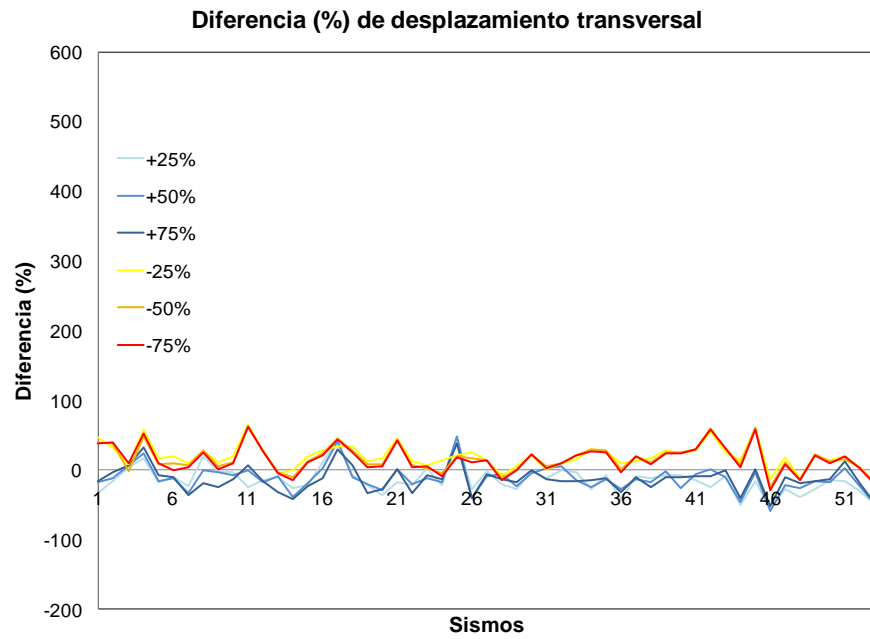


Figura C.33 Diferencias en porcentaje del nodo 2

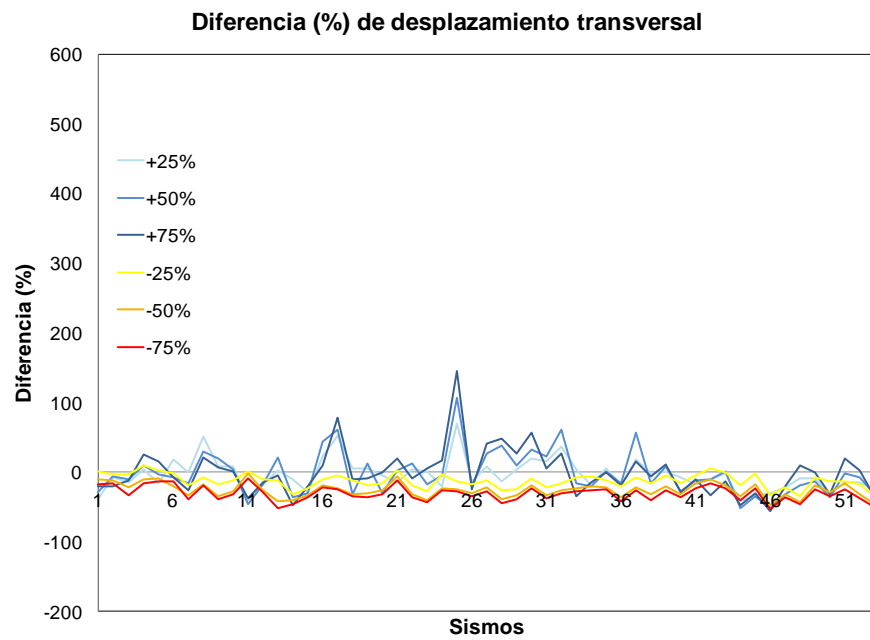


Figura C.34 Diferencias en porcentaje del nodo 3

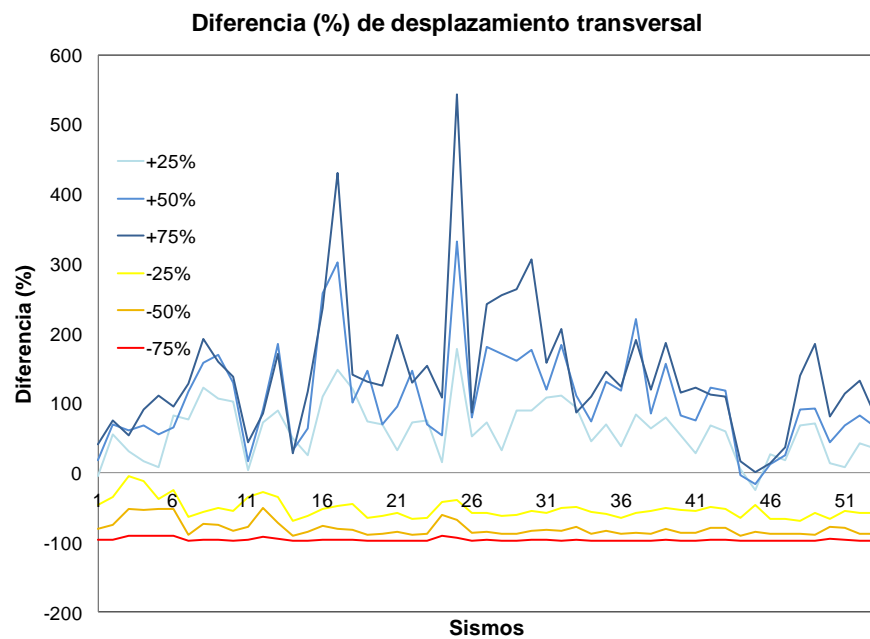


Figura C.35 Diferencias en porcentaje del nodo 4

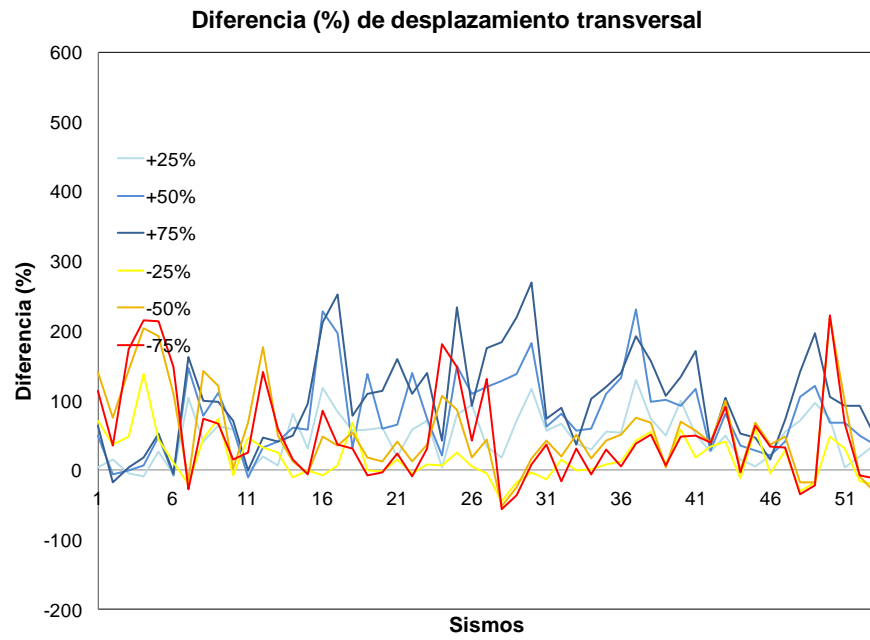


Figura C.36 Diferencias en porcentaje del nodo 5

C.2.3 Fuerzas cortantes máximas en la dirección transversal

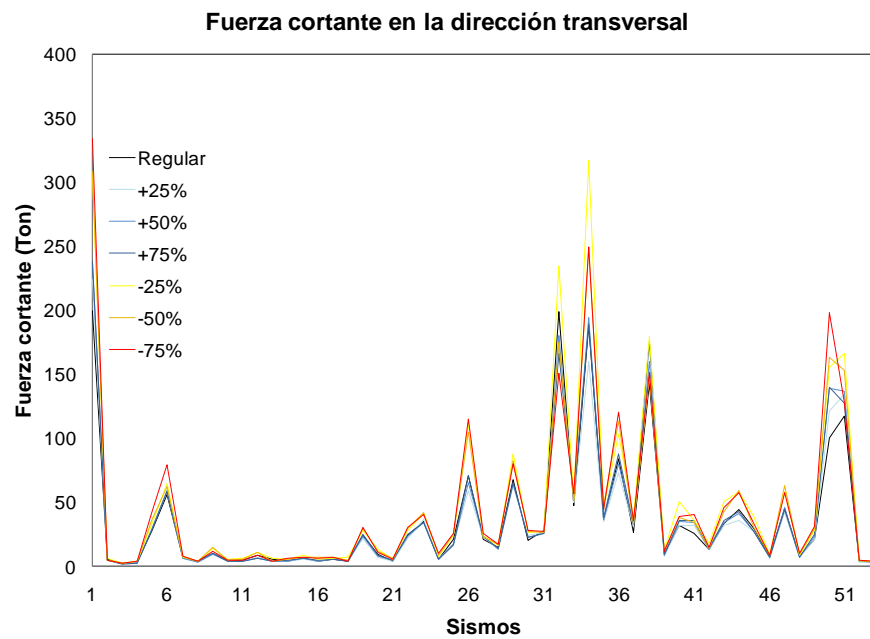


Figura C.37 Fuerzas cortantes máximas del nodo 1

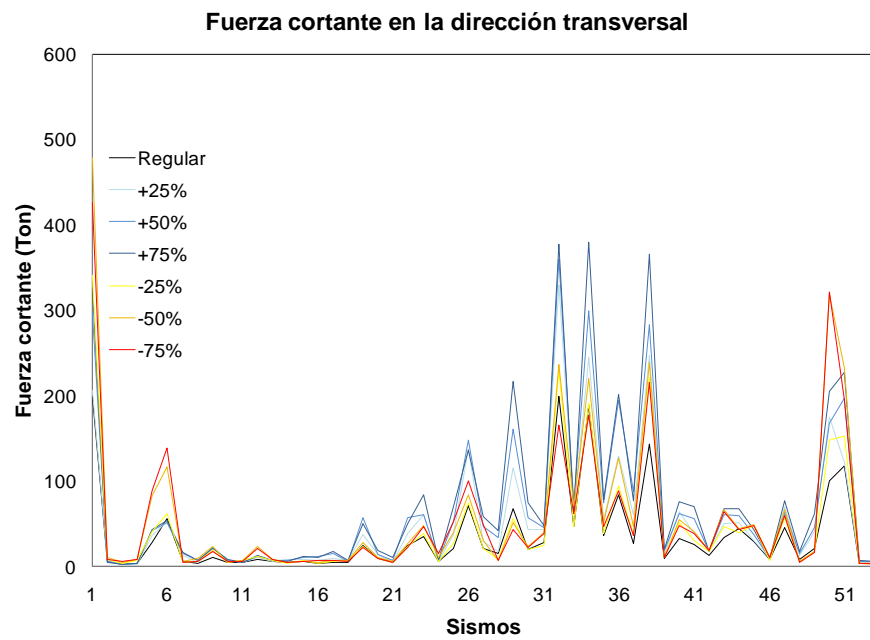


Figura C.38 Fuerzas cortantes máximas del nodo 5

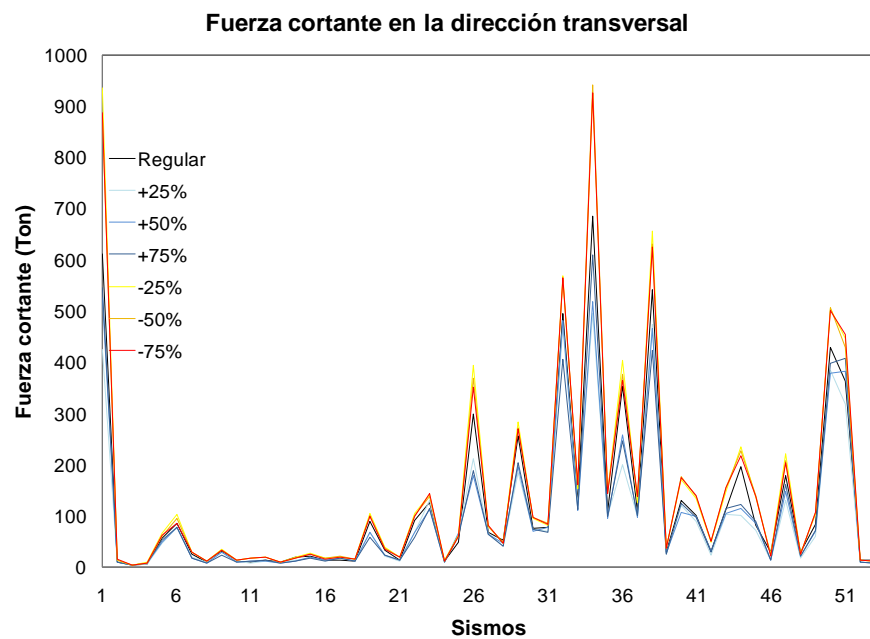


Figura C.39 Fuerzas cortantes máximas del nodo 6

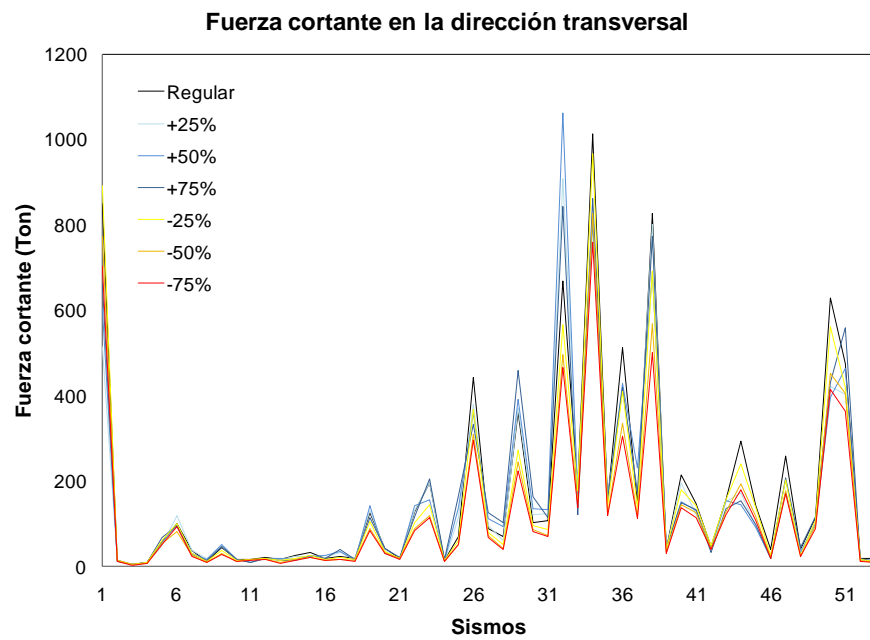


Figura C.40 Fuerzas cortantes máximas del nodo 7

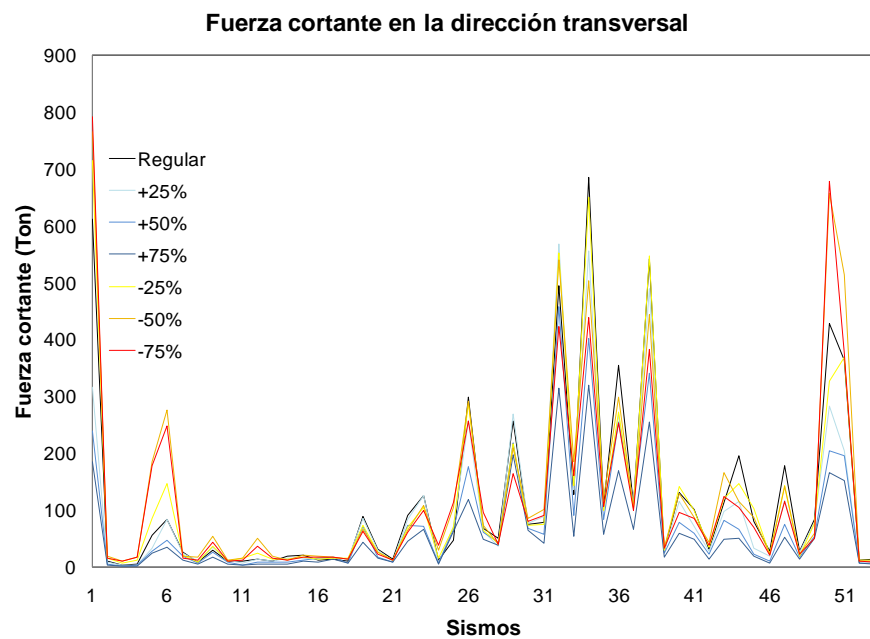


Figura C.41 Fuerzas cortantes máximas del nodo 8

C.2.4 Diferencias de fuerzas cortantes máximas en porcentaje respecto al modelo regular

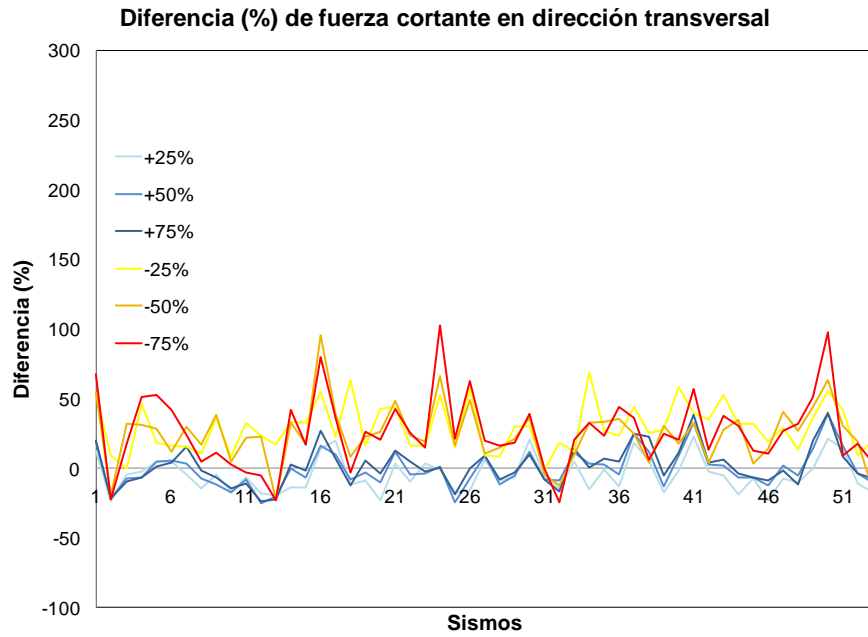


Figura C.42 Diferencias en porcentaje del nodo 1

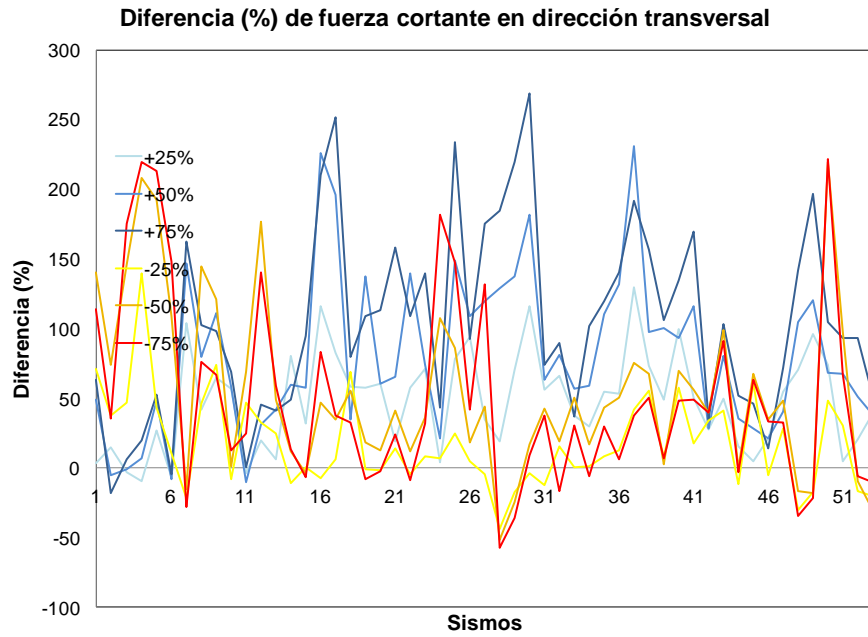


Figura C.43 Diferencias en porcentaje del nodo 5

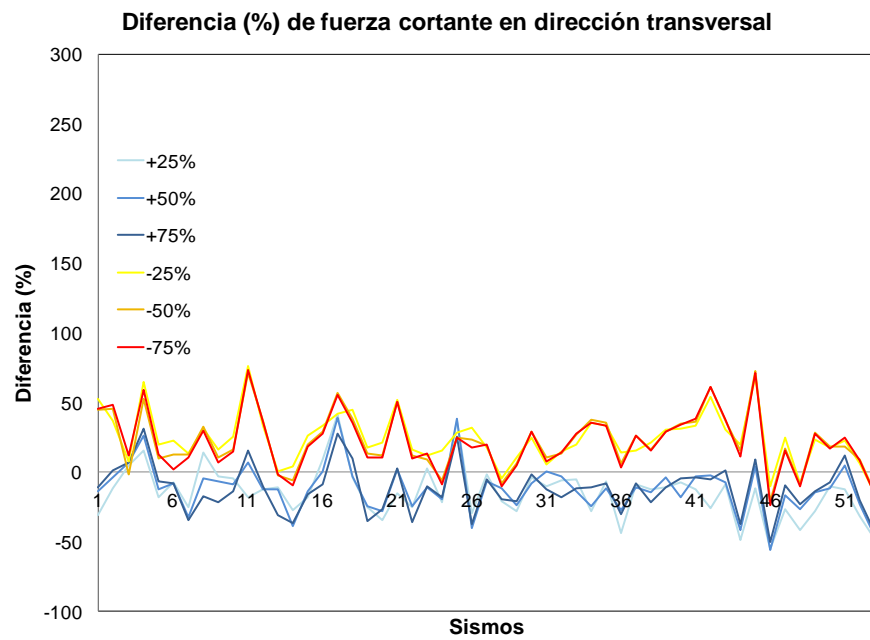


Figura C.44 Diferencias en porcentaje del nodo 6

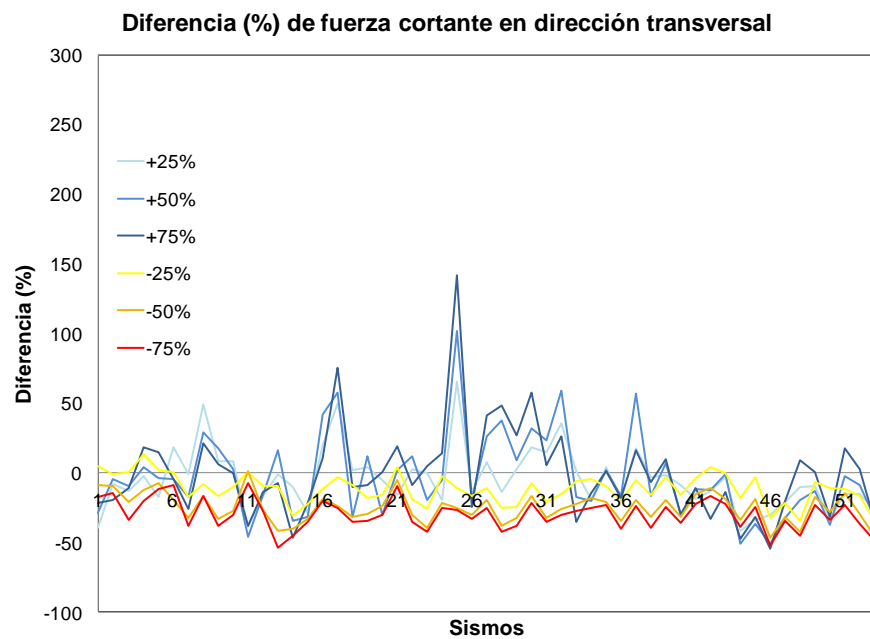


Figura C.45 Diferencias en porcentaje del nodo 7

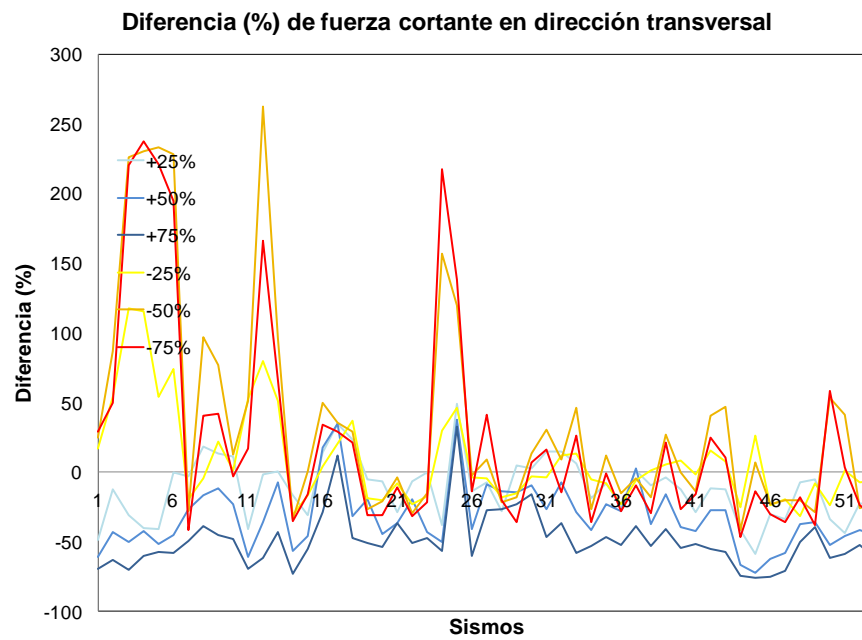


Figura C.46 Diferencias en porcentaje del nodo 8

C.2.5 Momentos máximos en la dirección transversal

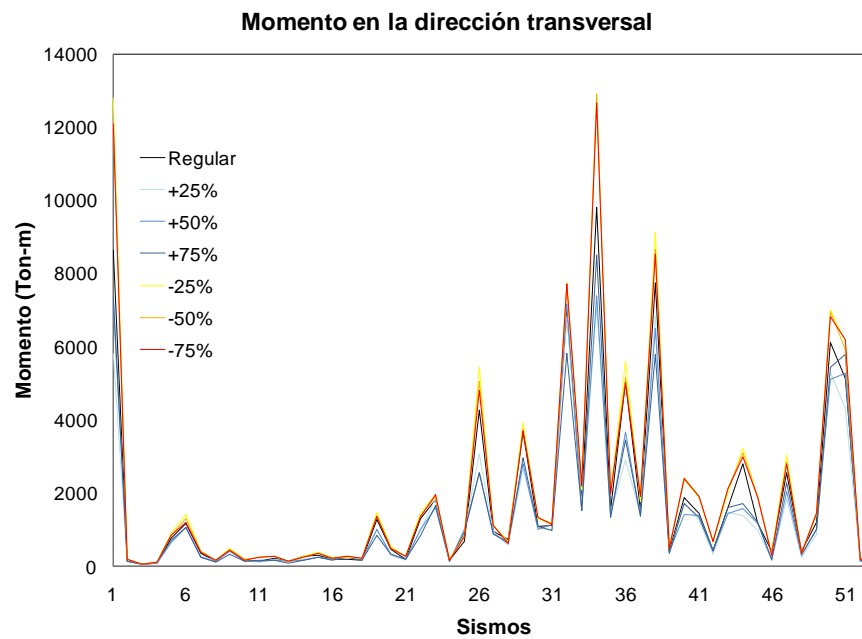


Figura C.47 Momentos máximos del nodo 6

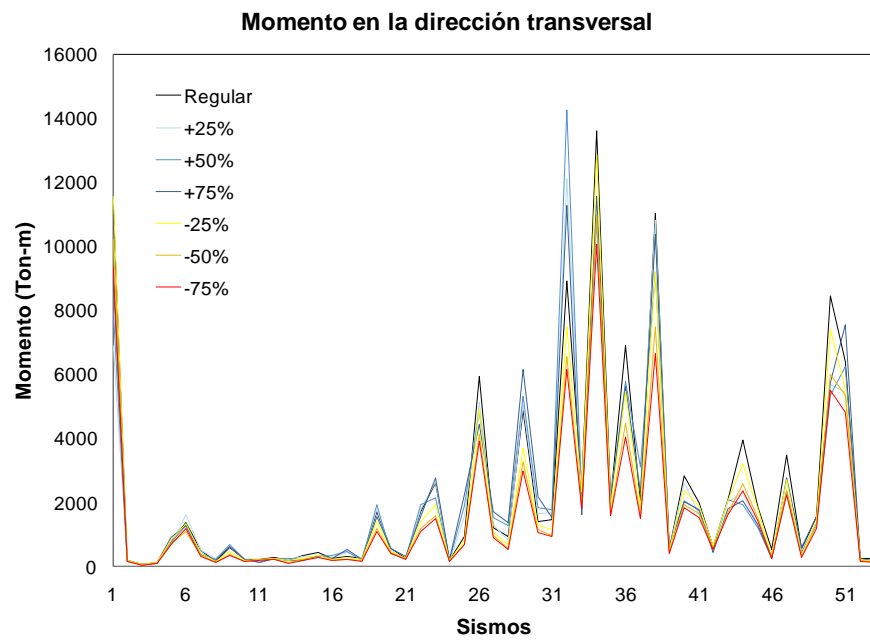


Figura C.48 Momentos máximos del nodo 7

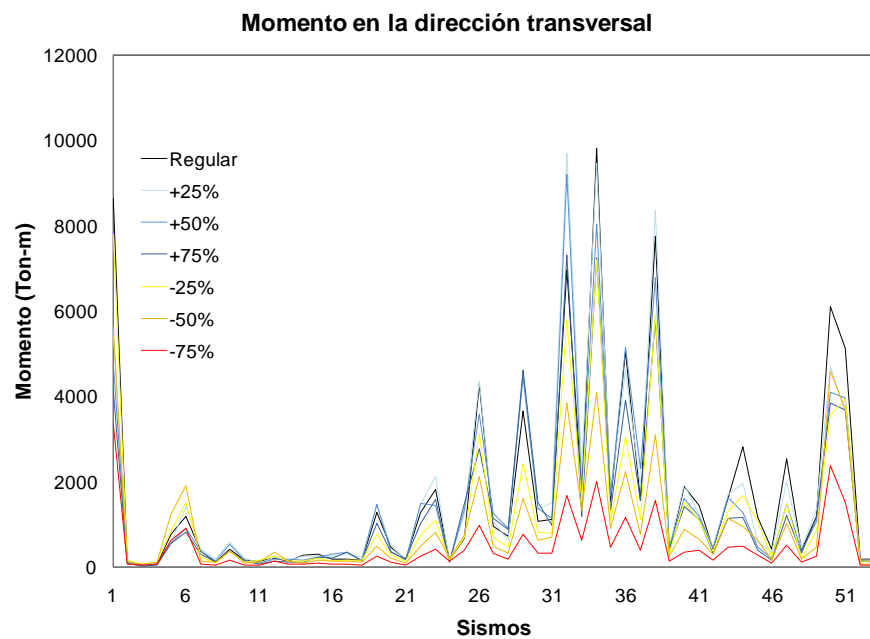


Figura C.49 Momentos máximos del nodo 8

C.2.6 Diferencias de momentos máximos en porcentaje respecto al modelo regular

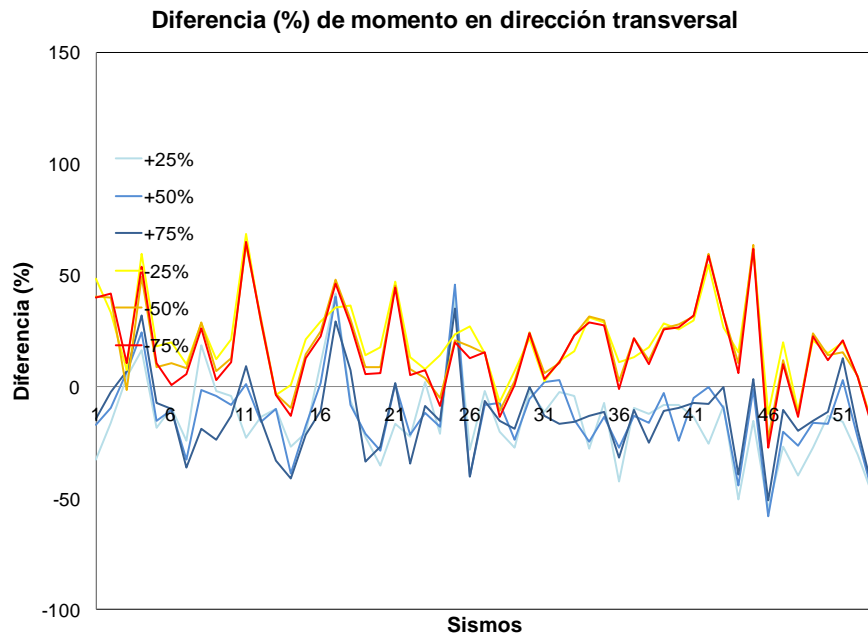


Figura C.50 Diferencias en porcentaje del nodo 6

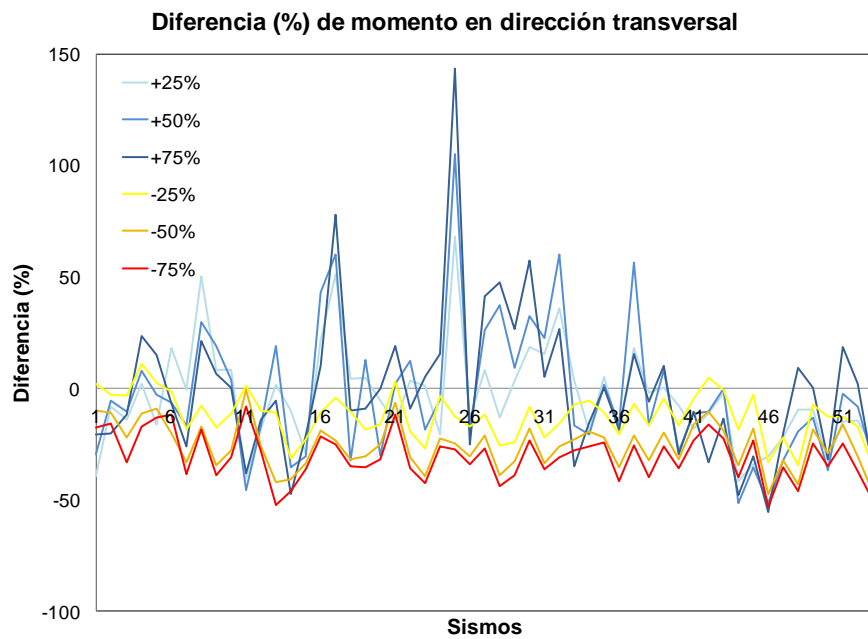


Figura C.51 Diferencias en porcentaje del nodo 7

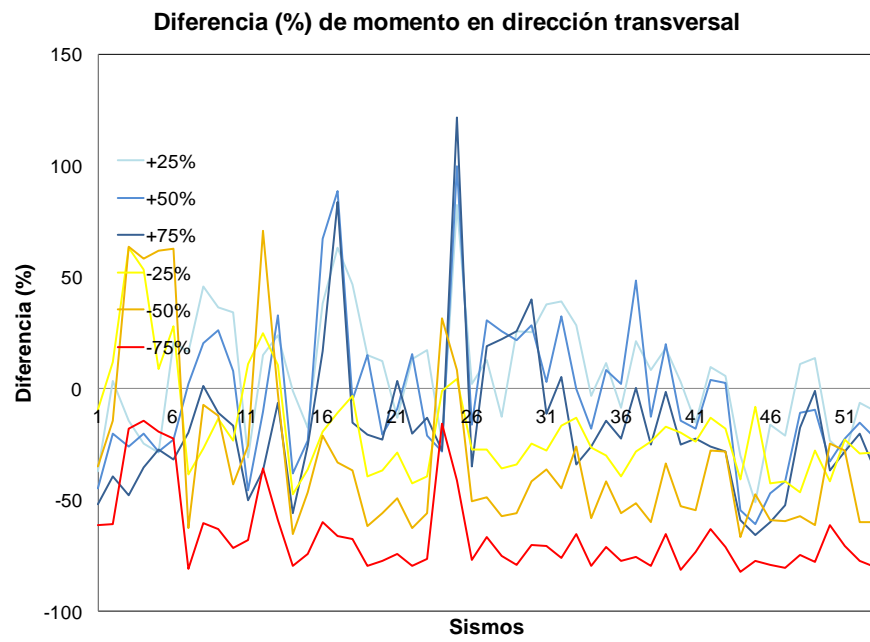


Figura C.52 Diferencias en porcentaje del nodo 8

Anexo 6

Modelo de puente simplemente apoyado

En éste anexo se muestran las gráficas de índices de daño, correspondientes al modelo de puente simplemente apoyado con variaciones en la longitud de la pila central. Solo se presentan los índices para los sismos que presentan algún daño para alguno de los modelos considerados.

D.1 Índices de daño en la pila central

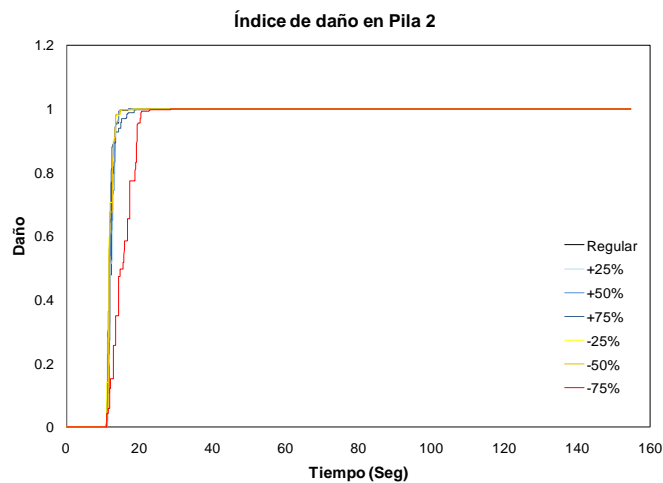


Figura D.1 Índice de daño para el registro sísmico 1

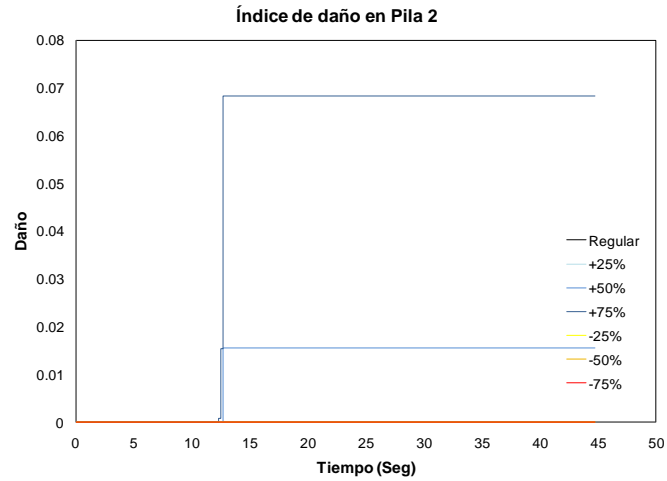


Figura D.2 Índice de daño para el registro sísmico 5

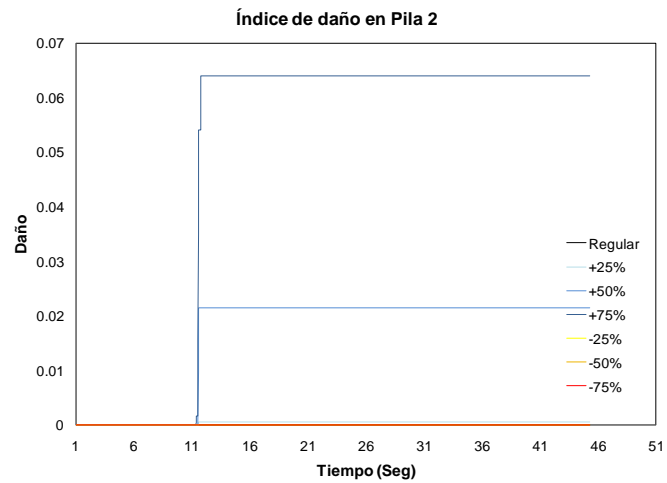


Figura D.3 Índice de daño para el registro sísmico 6

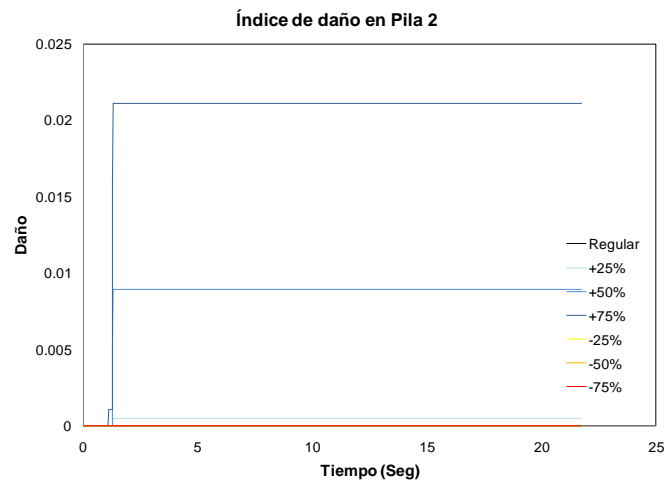


Figura D.4 Índice de daño para el registro sísmico 19

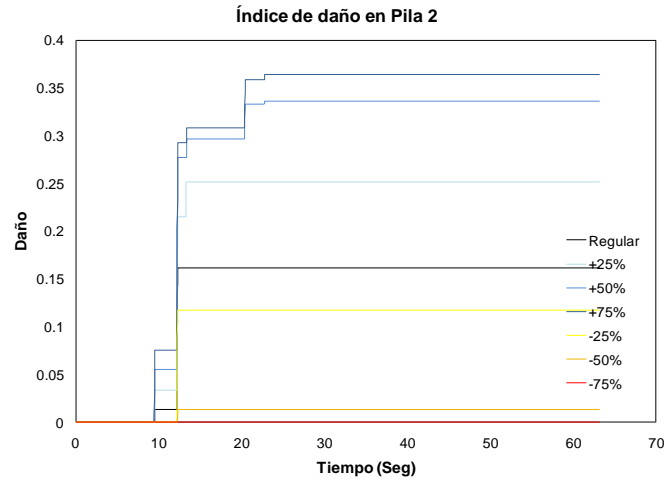


Figura D.5 Índice de daño para el registro sísmico 23

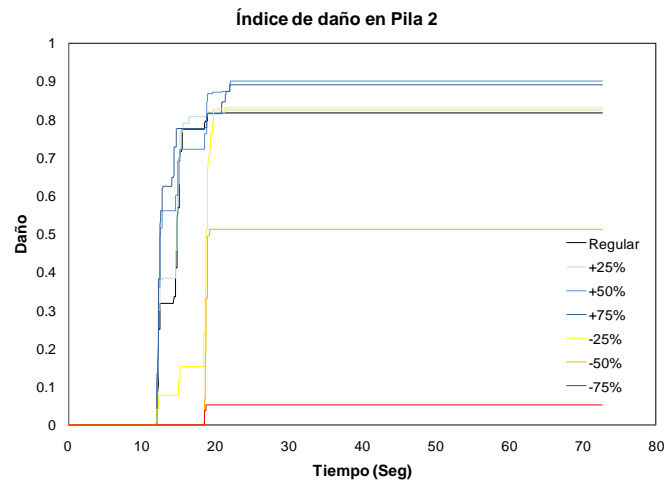


Figura D.6 Índice de daño para el registro sísmico 26

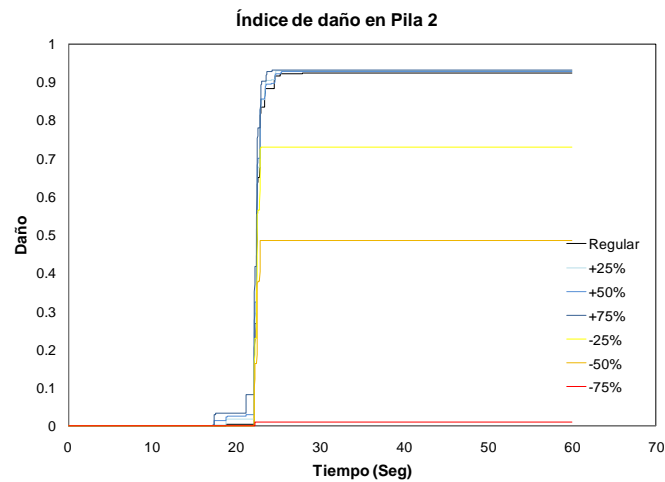


Figura D.7 Índice de daño para el registro sísmico 29

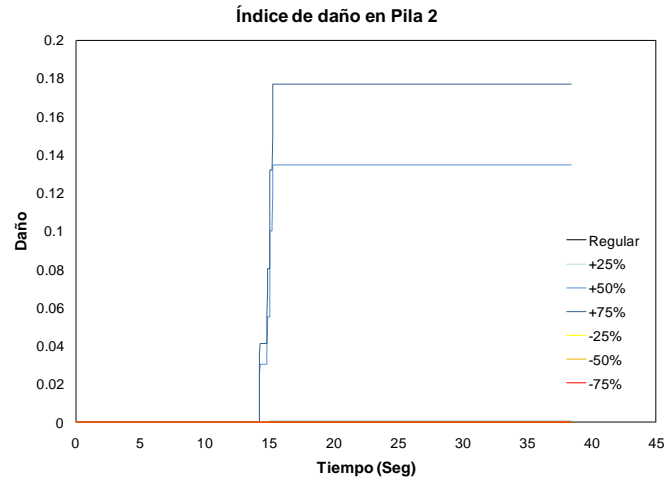


Figura D.8 Índice de daño para el registro sísmico 30

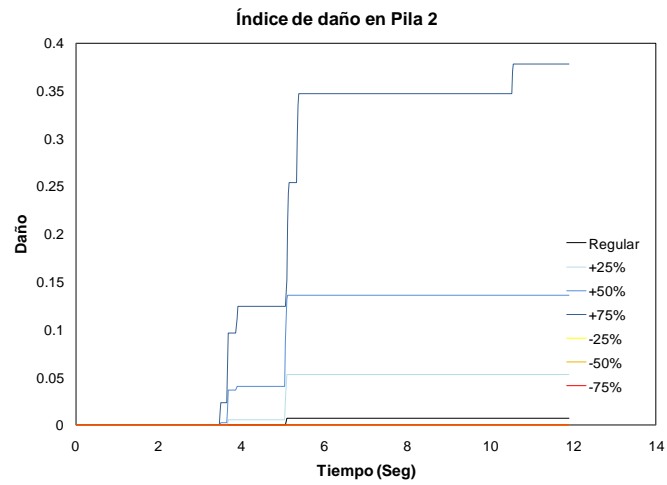


Figura D.9 Índice de daño para el registro sísmico 31

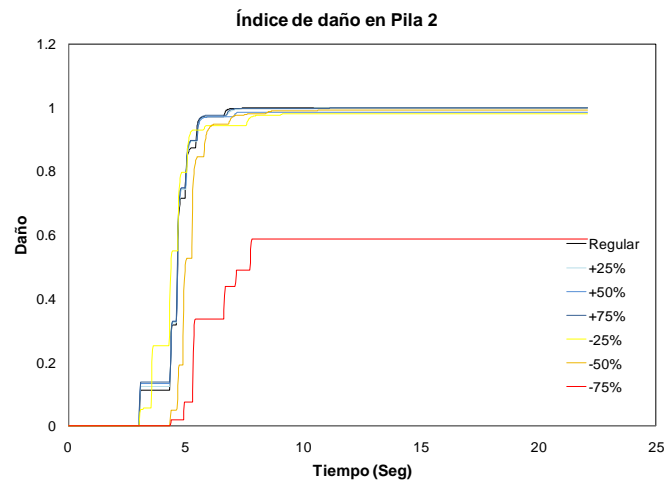


Figura D.10 Índice de daño para el registro sísmico 32

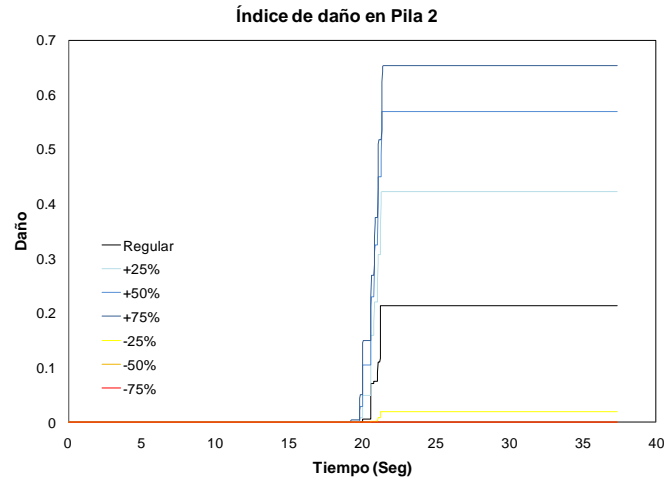


Figura D.11 Índice de daño para el registro sísmico 33

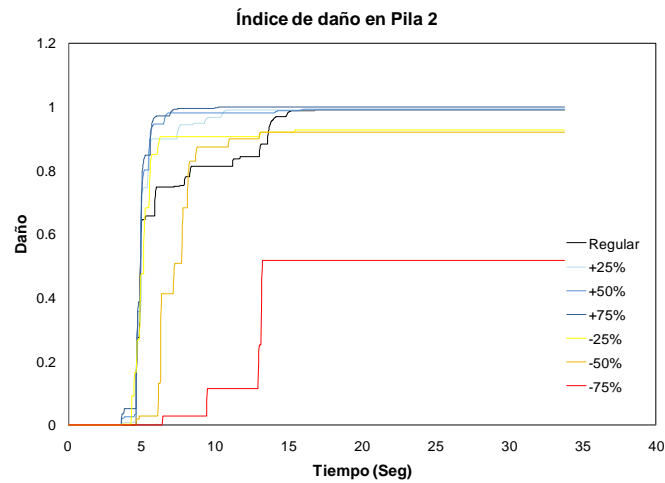


Figura D.12 Índice de daño para el registro sísmico 34

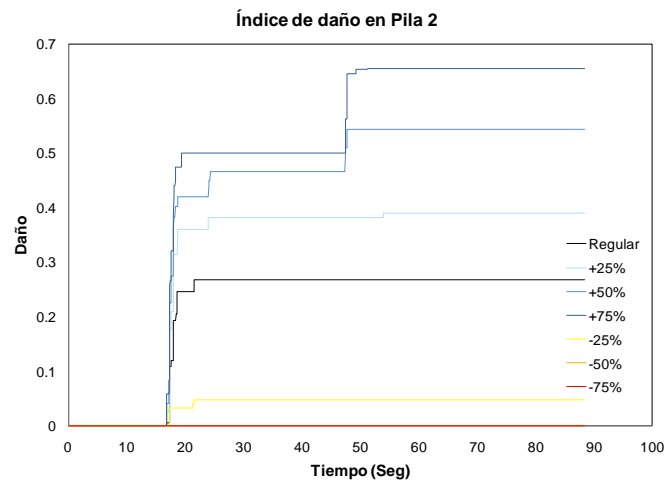


Figura D.13 Índice de daño para el registro sísmico 35

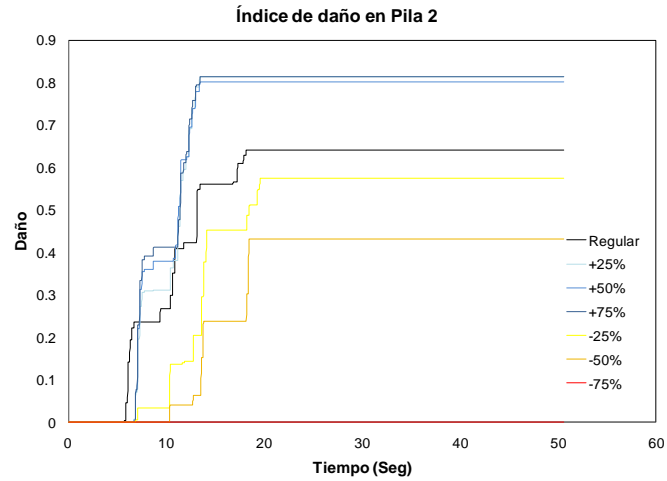


Figura D.14 Índice de daño para el registro sísmico 36

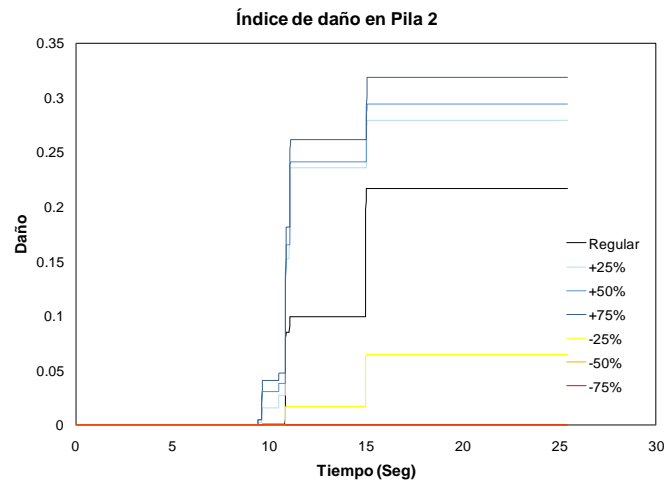


Figura D.15 Índice de daño para el registro sísmico 37

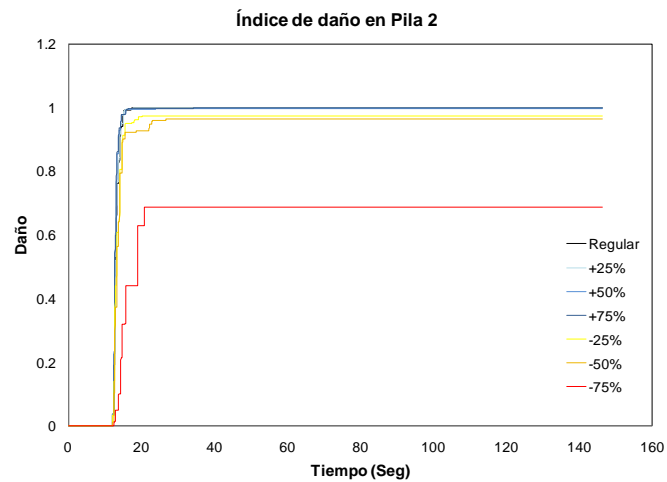


Figura D.16 Índice de daño para el registro sísmico 38

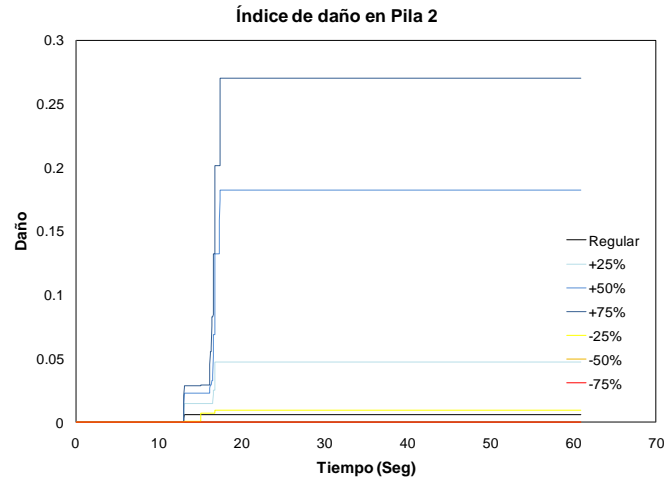


Figura D.17 Índice de daño para el registro sísmico 40

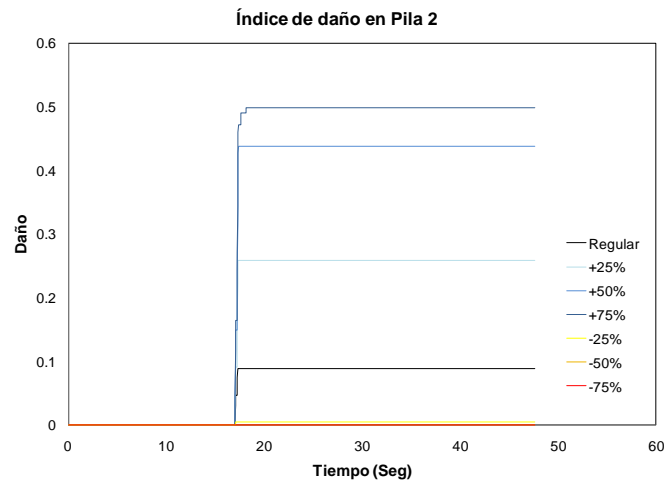


Figura D.18 Índice de daño para el registro sísmico 41

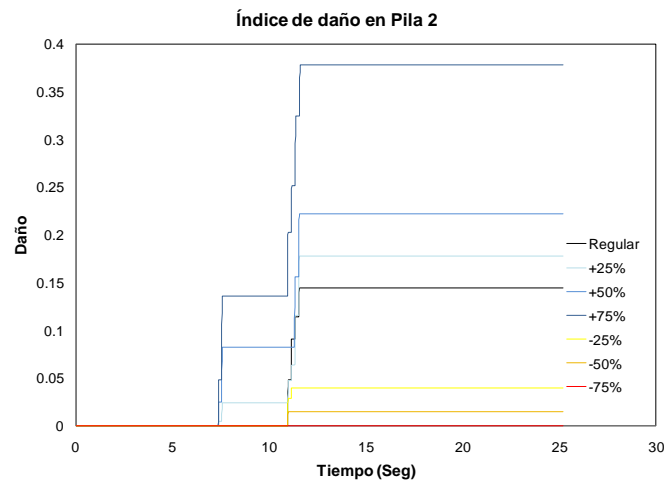


Figura D.19 Índice de daño para el registro sísmico 43

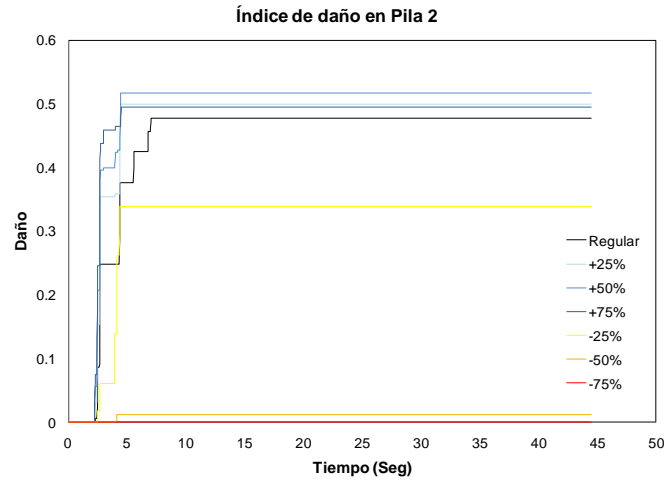


Figura D.20 Índice de daño para el registro sísmico 44

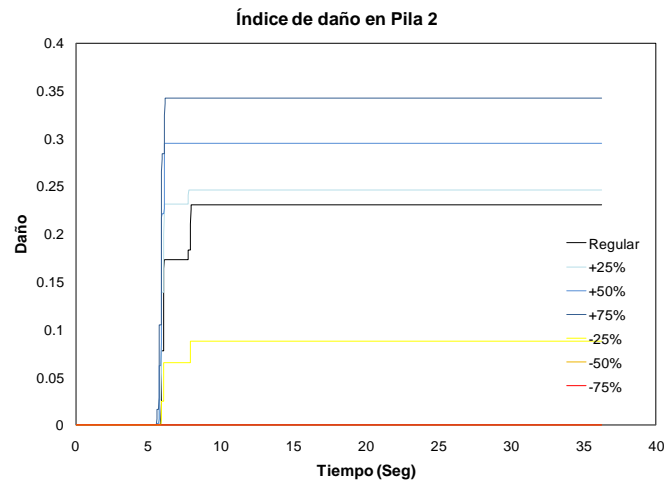


Figura D.21 Índice de daño para el registro sísmico 45

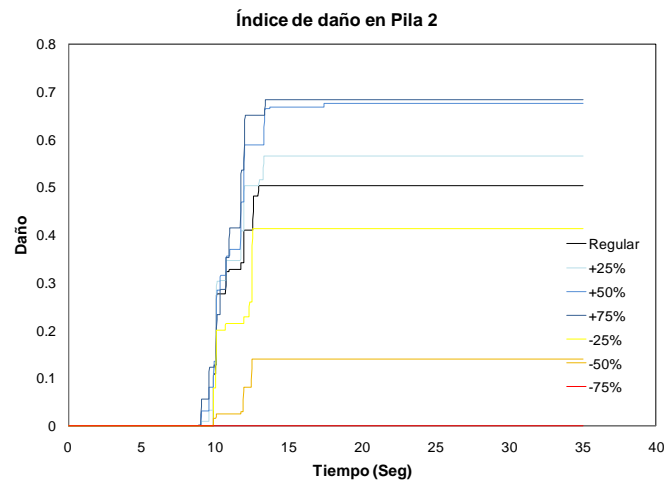


Figura D.22 Índice de daño para el registro sísmico 47

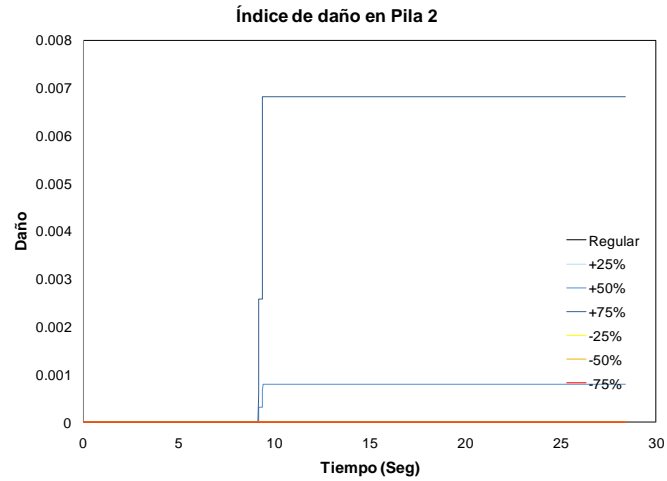


Figura D.23 Índice de daño para el registro sísmico 49

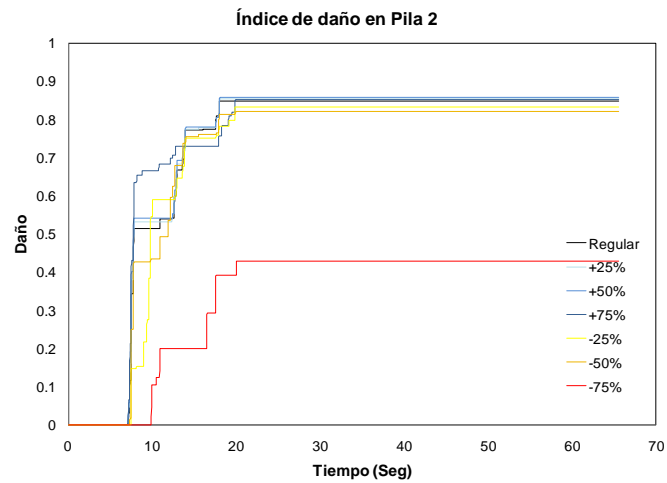


Figura D.24 Índice de daño para el registro sísmico 50

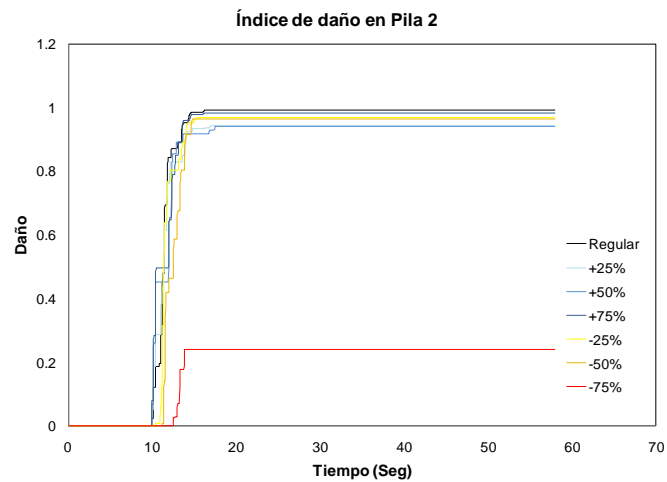


Figura D.25 Índice de daño para el registro sísmico 51

Referencias

- AASHTO (2005), "Bridge Design Specifications", *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington, D.C.
- Acosta, Z y C Gómez (2007), "Participation factors of the three earthquake components in the seismic response of regular bridges", *9th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Art. 1309, junio, Ottawa.
- "Análisis y diseño sísmico de puentes de concreto", (2008), Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C., Editor Gómez, M R, México.
- "Base Nacional de datos de sismos fuertes. Catálogo de acelerogramas 1960-1999" Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C., México.
- Bazán, E y R Meli (2008), **Diseño sísmico de edificios**, Limusa, México, pp. 175-198.
- Boore, D M y Bommer J (2005), "Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences", *Soil dynamics and earthquake engineering*, Vol. 25, pp. 93-115.
- Caltrans (1993), "Bridge Design Specifications", *California Department of Transportation*, Sacramento, California.
- Cuevas, G y F Robles (2005), **Aspectos fundamentales del concreto reforzado**, cuarta edición, Limusa, México, pp. 521-546.
- Chan, D S, S E Ruiz y M A Montiel (2005), "Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 72, pp. 1-24.
- Eurocódigo 8 (1994), "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, part 2: Bridges", *ENV 1998-2, Comité Europeo de Normalización*, Bruselas.
- Gómez, S C (2002), "Riesgo sísmico de puentes de hormigón armado de sección cajón y vanos múltiples", *Tesis doctoral*, Universidad Politécnica de Cataluña, mayo.
- Gómez, S C, A H Barbat y S Oller (2002), "Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth mediante un método simplificado de estimación del daño", *Revista internacional de ingeniería de estructuras*, Vol. 7, No. 1, pp. 21-46.

Gómez, S C, A H Barbat y S Oller (2002), “Seismic vulnerability of bridges using simplified models”, *Monograph CIMNE IS-47*, 137 pp.

Gómez, S C y L A Barrera (2007), “Modification of the preliminary bridge evaluation by the Communication and Transportation Secretary of México to define maintenance politics for seismic action”, *IABSE Symposium improving infrastructure bringing people closer worldwide*, septiembre, Weimar, Alemania.

Gómez, S C, J M Alonso y J M Gómez (2008), “Influence of the substructure irregularity in highway bridges behavior”, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Art. 05-02-0068, octubre, China.

“Instituto Mexicano del Transporte” (2001), Norma N-PRY-CAR-6-01-005/01, México.

Jara, G J M, M Jara y A Galván (2007), “Dispositivos de control en puentes”, *1er Simposio internacional de diseño de puentes*, Morelia, Michoacán.

Kawashima, K y S Unjoh (1990), “An inspection method of seismic vulnerability of existing highway bridges”, *Structural Engineering and Earthquake Engineering*, Vol. 7, No.1, abril, pp. 143-150.

Kelly, T (2001), “Design guidelines”, *Holmes Consulting Group*, Julio, Nueva Zelanda.

Maldonado, E, J R Casas y J A Canas (2002), “Aplicación de los conjuntos difusos en la evaluación de los parámetros de la vulnerabilidad sísmica de puentes” *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, Vol. 18, No. 2, pp. 209-226.

Mitchell, D, B Michel, W Martin, D Anderson, M Saatcioglu y R Sexsmith (1995) “Performance of bridges in the 1994 Northridge earthquake”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 22, pp. 415-427.

Moehle, J P y M O Eberhard (2000), **Bridge Endigeeering Handbook**, Wai-Fah Chen and Lian Duan, Cap. 34.

“Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal” (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, D. F.

Parag, C, M Frangopol y A Nowak (2001), **Current and future trends in bridge design, construction and maintenance**, segunda edición, Thomas Telford, Hong Kong, pp. 544-560.

Priestley, M J N, F Seible y G M Calvi (1996), **Seismic design and retrofit of bridges**, John Wiley & Sons, Nueva York, pp. 3-29, pp. 130-264, pp. 495-503.

“Programa de Cálculo SAP2000 versión 11”, Computers and Structures, Inc.

Rojas, R R, J M Jara y M Jara (2008), “Capacidad sísmica de puentes típicos para estimar su vulnerabilidad”, *SMIS, XVI Congreso de Ingeniería estructural*, Veracruz, Ver.

“Seismic guidelines for ports”, (1998), American Society of Civil Engineers, Editor Werner, S, Estados Unidos de América.

Tedesco, J W, W G McDougal y C A Ross (1999), **Structural dynamics: theory and applications**, Addison Wesley, EUA., pp. 632-642.

Tena, A, M.EERI y A. Pérez (2006), “Design displacements for base isolators considering bidirectional seismic effects”, *Earthquake spectra*, Vol. 22, No. 3, agosto, pp. 803-825.

Bibliografía digital:

Risk Management Solutions, “The Northridge, California Earthquake”, disponible en línea:
http://www.rms.com/publications/northridgeeq_retro.pdf

Parke (2008), ICE Manuals, “Conceptual design issues”, disponible en línea:
<http://www.icemanuals.com/CMSUploads/Binder3v2.pdf>

SCT, Programa Nacional de Conservación de carreteras, disponible en línea:
http://tramites.sct.gob.mx/t3.5/uace/fileadmin/Conservacion_Carreteras/

SCT, Programa Nacional de Conservación de carreteras, disponible en línea:
http://www.ai.org.mx/archivos/coloquios/6/Conservacion_de_carreteras_federales_libres_de_peaje.pdf